

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Návrh a posouzení zděného objektu

Design and assessment of masonry building

Student

Markéta Bortlová

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Lucie Mynarzová, Ph.D.

Ostrava 2019

VŠB - Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra konstrukcí

Zadání bakalářské práce

Student: **Markéta Bortlová**
Studijní program: B3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607R037 Konstrukce staveb
Téma: **Návrh a posouzení zděného objektu**
Design and assessment of masonry building
Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

Předmětem bakalářské práce je rodinný dům provedený z keramických tvárnic. Práce bude obsahovat výpočet zatížení, návrh a posouzení vybraných částí zděného objektu podle platných norem, případně i možné řešení konstrukce ve zvoleném softwaru. Součástí práce bude také výkresová dokumentace.

Seznam doporučené odborné literatury:

ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. ČNI, 2004.
ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce. ČNI, 2007.
Košťatka, Broukalová: Navrhování zděných konstrukcí. Příručka k ČSN EN 1996-1-1, ČKAIT 2010.

Formální náležitosti a rozsah bakalářské práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí bakalářské práce: **Ing. Lucie Mynarzová, Ph.D.**

Datum zadání: 31.10.2018
Datum odevzdání: 06.05.2019



doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D.
vedoucí katedry

prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou bakalářskou práci včetně příloh vypracovala samostatně pod vedením vedoucí diplomové práce a uvedla jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě dne 06. 05. 2019

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že:

- Jsem byla jsem seznámena s tím, že na moji bakalářskou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- Beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB - TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě bakalářskou práci užít (§ 35 odst. 3).
- Souhlasím s tím, že údaje o bakalářské práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB – TUO.
- Bylo sjednáno, že s VŠB – TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- Bylo sjednáno, že užít své dílo – bakalářskou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB – TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB – TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- Beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

Poděkování

Velice děkuji své vedoucí práce paní Ing. Lucii Mynarzové, Ph.D. za čas, který mi během zpracování bakalářské práce věnovala, za její nadstandardní ochotu a trpělivost. Děkuji jí také za poskytnutí odborných podkladů, které mi pomohly při tvorbě práce. Dále bych chtěla poděkovat všem dalším pedagogům, kteří mi poskytli své cenné rady.

Anotace

BORTLOVÁ, Markéta. *Návrh a posouzení zděného objektu*. Ostrava, 2019. Bakalářská práce, 73 stran. VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Lucie Mynarzová, Ph.D.

Tématem této bakalářské práce je statické posouzení hlavních nosných zděných prvků dvou-podlažního rodinného domu provedeného z keramických tvárnic a plných cihel. Podkladem byla projektová dokumentace již realizované stavby. V rámci bakalářské práce bylo nutné nově navrhnout konstrukci tak, aby splňovala podmínky plynoucí z dodržení současných evropských technických norem. Součástí práce je výpočet působícího zatížení, statická analýza konstrukce a posouzení dílčích alternativ návrhu se zhodnocením získaných výsledků. Obsahem práce je také výkresová dokumentace řešeného objektu v rozsahu šesti výkresů.

Klíčová slova

zdivo, vyztužené zdivo, zděná konstrukce, stěna, pilíř, suterénní stěna, klenba, mezní stav únosnosti, Eurokód 6

Annotation

The topic of the bachelor's thesis is the structural assessment of the main load-bearing elements of a two-storey brick masonry house. The thesis is based on an existing building's project documentation. It was necessary to redesign the construction to meet the valid European standards' requirements. The thesis includes determination of loads, structural analysis, assessment of particular design's options and appraisal of results. The content of the thesis is also drawing documentation which is comprised of six drawings.

Keywords

masonry, reinforced masonry, masonry structure, wall, column, basement wall, vault, ultimate limit state, Eurocode 6

Obsah

Seznam použitého značení	9
1 Úvod.....	13
2 Technická zpráva	14
2.1 Popis objektu.....	14
2.2 Základy	14
2.3 Svislé konstrukce	14
2.3.1 1. podzemní podlaží.....	14
2.3.2 1. nadzemní podlaží.....	15
2.4 Vodorovné konstrukce	15
2.5 Střecha	15
3 Zatížení.....	16
3.1 Výpočet zatížení na střechu	16
3.1.1 Stálé zatížení.....	16
3.1.2 Užitné zatížení	17
3.1.3 Zatížení sněhem.....	17
3.1.4 Zatížení větrem.....	18
3.1.5 Celkové zatížení střechy.....	19
3.2 Výpočet zatížení na stěny 1. NP	20
3.3 Výpočet zatížení na stěny 1. PP	22
3.3.1 Svislé zatížení	22
3.3.2 Vodorovné zatížení zemním tlakem	24
4 Materiálové charakteristiky	25
4.1 Cihla plná pálená P15 + MVC 2,5	25
4.2 Cihelný blok Porotherm 30 P10 + MVC 2,5	27
5 Obvodový pilíř	29
6 Obvodová stěna zatížená větrem	34
6.1 Nevyztužená.....	35
6.2 Vyztužená	37
7 Soustředěné zatížení.....	41
8 Obvodová stěna	43
8.1 Posouzení spolehlivosti.....	45

8.2	Ověření tuhosti styčnicku	48
9	Suterénní stěna	49
9.1	Posouzení únosnosti v ohybu	50
9.2	Posouzení únosnosti ve smyku	53
10	Smyková stěna	54
10.1	Přípravné výpočty	55
10.2	Ověření únosnosti smykové stěny	57
11	Klenba.....	62
11.1	Statické působení	63
11.2	Ověření spolehlivosti	65
12	Změny oproti výchozímu projektu	68
12.1	Štítová stěna 1. NP	68
12.2	Suterénní obvodová stěna	68
12.3	Konstrukce sklepu	69
13	Závěr.....	71
	Seznam použité literatury	72
	Seznam příloh	73

Seznam použitého značení

Velká písmena latinské abecedy

A	plocha průřezu	$[m^2]$
A_b	úložná plocha soustředěného zatížení	$[m^2]$
A_c	plocha tlačené části průřezu	$[m^2]$
A_s	průřezová plocha výztuže	$[m^2]$
C_e	součinitel expozice	$[-]$
C_t	tepelný součinitel	$[-]$
E	modul pružnosti	$[MPa]$
I	moment setrvačnosti průřezu	$[m^4]$
I_v	intenzita turbulence	$[-]$
K	konstanta pro výpočet charakteristické pevnosti zdiva v tlaku	$[-]$
K_E	součinitel pro výpočet modulu pružnosti zdiva	$[-]$
L	délka stěny	$[m]$
M_{Ed}	návrhový ohybový moment od vnějšího zatížení	$[kNm]$
M_{Ek}	charakteristický ohybový moment od vnějšího zatížení	$[kNm]$
M_{id}	návrhový ohybový moment v hlavě/patě stěny	$[kNm]$
M_{md}	návrhový ohybový moment ve středu výšky stěny	$[kNm]$
M_{Rd}	návrhová hodnota momentu únosnosti	$[kNm]$
N_{Ed}	návrhová svislá síla od vnějšího zatížení	$[kN]$
N_{Edc}	návrhová hodnota soustředěného svislého zatížení	$[kN]$
N_{Ek}	charakteristická svislá síla od vnějšího zatížení	$[kN]$
N_{id}	návrhová svislá síla v hlavě/patě stěny	$[kN]$
N_{md}	návrhová svislá síla ve středu výšky stěny	$[kN]$
N_{Rd}	návrhová hodnota svislé únosnosti zděné stěny (pilíře)	$[kN]$
N_{Rdc}	návrhová hodnota únosnosti stěny v soustředěném zatížení	$[kN]$
V_{Ed}	návrhová hodnota smykového zatížení	$[kN]$
V_{Rd}	návrhová hodnota únosnosti ve smyku	$[kN]$
W	modul průřezu	$[m^3]$
Z	průřezový modul na jednotku délky/výšky stěny	$[m^3/m]$

Malá písmena latinské abecedy

b	šířka průřezu	[m]
c_{dir}	součinitel směru větru	[-]
c_e	součinitel expozice	[-]
c_o	součinitel ortografie	[-]
c_r	součinitel drsnosti	[-]
c_{season}	součinitel ročního období	[-]
d	účinná výška ohýbaného průřezu	[m]
e	výstřednost	[m]
e_{he}	výstřednost v hlavě/patě stěny v důsledku vodorovného zatížení	[m]
e_i	výstřednost v hlavě/patě stěny	[m]
e_{init}	počáteční výstřednost	[m]
e_k	výstřednost způsobená dotvarováním	[m]
e_m	výstřednost zatížení	[m]
e_{mk}	výstřednost ve středu výšky stěny	[m]
f_b	normalizovaná pevnost zdicího prvku v tlaku	[MPa]
f_d	návrhová hodnota zatížení	[kN/m ²]
f_d	návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám	[MPa]
f_{hd}	návrhová pevnost zdiva v tlaku rovnoběžně s ložnými spárami	[MPa]
f_k	charakteristická hodnota zatížení	[kN/m ²]
f_k	charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám	[MPa]
f_{vd}	návrhová hodnota pevnosti zdiva ve smyku	[MPa]
f_{vk}	charakteristická hodnota pevnosti zdiva ve smyku	[MPa]
f_{vk0}	charakteristická hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku bez zatížení tlakem	[MPa]
f_{xd1}	návrhová hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při rovině porušení rovnoběžně s ložnými spárami	[MPa]
$f_{xd1,app}$	zdánlivá návrhová hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při rovině porušení rovnoběžně s ložnými spárami	[MPa]
f_{xd2}	návrhová hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při rovině porušení kolmé k ložným spárám	[MPa]

f_{xk1}	charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při rovině porušení rovnoběžné s ložnými spárami	[MPa]
f_{xk2}	charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při rovině porušení kolmé k ložným spárám	[MPa]
f_{yd}	návrhová hodnota pevnosti oceli na mezi kluzu	[MPa]
f_{yk}	charakteristická hodnota pevnosti oceli na mezi kluzu	[MPa]
g	gravitační zrychlení na povrchu Země	[m/s ²]
g_d	návrhová hodnota stálého zatížení	[kN/m ²]
g_k	charakteristická hodnota stálého zatížení	[kN/m ²]
h	světlá výška stěny	[m]
h_{ef}	vzpěrná výška stěny	[m]
h_{sv}	světlá výška místnosti	[m]
h_{tot}	celková výška smykové stěny	[m]
k_r	součinitel terénu	[-]
l_{cl}	světlá vzdálenost podpor	[m]
l_p	délka spolupůsobící příruby	[m]
l_{s1}	světlá vzdálenost mezi smykovými stěnami	[m]
q_b	základní tlak větru	[N/m ²]
q_d	návrhová hodnota užitého zatížení	[kN/m ²]
q_k	charakteristická hodnota užitého zatížení	[kN/m ²]
q_p	maximální dynamický tlak na plochu	[N/m ²]
s	zatížení sněhem na střeše	[kN/m ²]
s_k	charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi	[kN/m ²]
t	tloušťka stěny	[m]
t_{ef}	účinná tloušťka stěny	[m]
t_p	tloušťka příruby	[m]
u	délka uložení stropní konstrukce	[m]
v_b	základní rychlost větru	[m/s]
$v_{b,0}$	výchozí základní rychlost větru	[m/s]
w_d	návrhová hodnota zatížení větrem	[kN/m ²]
w_k	charakteristická hodnota zatížení větrem	[kN/m ²]
x	vzdálenost neutrální osy	[m]

z	referenční výška objektu	[m]
z	délka ramene vnitřních sil	[m]
z_0	parametr drsnosti terénu	[m]
z_{min}	minimální výška	[m]

Velká písmena řecké abecedy

Φ_i	zmenšující součinitel v hlavě nebo patě stěny	[-]
Φ_m	zmenšující součinitel v polovině výšky stěny	[-]

Malá písmena řecké abecedy

α	úhel sklonu střechy	[°]
α	součinitel pro určení ohybových momentů	[-]
γ	objemová tíha	[kN/m ³]
γ_G	dílčí součinitel stálého zatížení	[-]
γ_M	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro zdivo	[-]
γ_S	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro ocelovou výztuž	[-]
γ_Q	dílčí součinitel proměnného zatížení	[-]
δ	součinitel pro stanovení normalizované průměrné pevnosti v tlaku zdicích prvků	[-]
η	součinitel vlivu vlhkosti, závislý na způsobu kondicionování zdicího prvku	[-]
μ	tvarový součinitel zatížení sněhem	[-]
μ	poměr pevností zdiva v tahu za ohybu v kolmých směrech	[-]
ν	Poissonův součinitel příčné deformace	[-]
ρ_n	zmenšující součinitel	[-]
σ_c	napětí v tlačené části průřezu	[MPa]
σ_d	návrhové normálové napětí působící kolmo na smykovou plochu	[MPa]
σ_x	boční tlak zeminy	[kN/m ²]
$\sigma_{x,d}$	průměrná návrhová hodnota bočního tlaku zeminy	[kN/m ²]
σ_z	svislé geostatické napětí	[kN/m ²]

1 Úvod

Úkolem této bakalářské práce je provést statickou analýzu a posouzení hlavních nosných zděných prvků objektu rodinného domu. Způsob návrhu a posouzení respektuje zásady uvedené v evropských technických normách, zejména ČSN EN 1990 [1], ČSN EN 1991 [2] a ČSN EN 1996 [3].

Výpočty, jejichž postup není definován v normách, byly provedeny v souladu s principy stavební mechaniky a teorie pružnosti. Součástí práce je vysvětlení teoretického pozadí řešené problematiky, statické výpočty včetně stanovení působícího zatížení a výkresová dokumentace stavby. Ta obsahuje situační výkres, výkresy půdorysů jednotlivých podlaží, svislý řez objektem a pohledy.

2 Technická zpráva

2.1 Popis objektu

Řešeným objektem je skutečná stavba stojící v obci Fryčovice. Dvojpodlažní rodinný dům o jedné bytové jednotce má přibližně obdélníkový půdorys o rozměrech 13,9 x 9,15 metrů. Z průčelí 1. NP vystupuje arkýř s vyložení 690 mm. V suterénní části je umístěna komora, pracovna, pokoj pro hosty, vinný sklípek, sociální zařízení, schodiště s chodbou a hospodářská část. V patře se nachází soukromé prostory majitelů domu – obývací pokoj s jídelnou a kuchyní, ložnice se šatnou a koupelnou, samostatné WC s předsíní, místnost pro domácí práce a vstupní část s šatnou. Objekt je z části zasypán terénem. K objektu je připojen přístřešek pro dva automobily a krytá terasa. Dům je zastřešen pultovou vazníkovou střechou se sklonem 9°.

2.2 Základy

Na základě geotechnických podmínek v území jsou navrženy základové pásy se základovou spárou 1200 mm pod stávajícím terénem. Vzhledem k tomu, že se stavba nachází v poddolované oblasti, je pro přenos vodorovných sil vyvolaných poklesem základových konstrukcí navržen ztužující základový věnec v úrovni nad základovými pásy. Šířka průřezu základového pásu je vždy o 300 mm větší, než je tloušťka stěny, která je na něm uložena.

2.3 Svislé konstrukce

2.3.1 1. podzemní podlaží

Nosné stěny v 1. PP jsou uspořádány v podélném nosném systému. Vnitřní nosné stěny a příčky jsou navrženy z cihelných bloků Porotherm tloušťky 300, 250 a 115 mm. Obvodové stěny nezátížené zeminou jsou vyžděny z keramických tvárnic Porotherm tl. 300 mm a opatřeny dodatečným zateplením.

Zdivo suterénních stěn bylo v původním projektu provedeno z keramických bloků Porotherm 44, přičemž v ložných spárách byla navržena betonářská výztuž. Takto provedené zdivo však nesplňovalo požadavky mezního stavu únosnosti. Nově navrhuji zdivo z cihel

plných pálených tl. 440 mm s výztuží. Zdicí prvky jsou spojeny obyčejnou vápenocementovou maltou.

2.3.2 1. nadzemní podlaží

Vnější nosné zdivo je tvořeno cihelnými tvárnicemi Porotherm 30. Tepelná ochrana je zajištěna kontaktním zateplovacím systémem tl. 150 mm. Stěna v severozápadním průčelí je opatřena výztuží pro přenos vodorovného zatížení větrem. Obvodový pilíř o rozměrech 440 x 440 mm je zhotoven z cihel plných pálených.

Vnitřní zdivo v 1. NP je nenosné, vyžděno z cihel Porotherm 11,5. Konstrukce komínů je vyžděna ze speciálních dvouprůduchových komínových tvarovek. Malta pro zdění je stejně jako v 1. PP obyčejná vápenocementová.

2.4 Vodorovné konstrukce

Strop nad 1. PP o celkové tloušťce 250 mm je navržen z keramobetonových stropních nosníků POT s osovou vzdáleností 625 mm a cihelných vložek MIAKO. Prostorovou tuhost stropu zajišťuje nadbetonování vložek, včetně vyztužení ocelovou svařovanou sítí. V úrovni stropu leží monolitický železobetonový pozední věnec. Nosné prvky nad otvory jsou keramobetonové překlady Porotherm.

V horní úrovni 1. NP je vybetonován ztužující pozední věnec, na němž jsou uloženy dřevěné střešní vazníky. Ve stejné výšce jsou osazeny dvojice profilů I 160, sloužící jako překlady nad otvory. Dveře a okna s menší světlostí otvoru jsou překlenuty keramickými překlady Porotherm.

2.5 Střecha

Zastřešení stavby je řešeno pomocí pultových dřevěných vazníků uložených na dvou protilehlých obvodových stěnách. Prostorovou tuhost konstrukce zajišťují plošné pobití prkny spolu s dřevěnými vzpěrkami umístěnými šikmo mezi jednotlivými vazníky. Přesah střechy je ve směru jejího sklonu 1190 mm a 500 mm kolmo na směr sklonu. Na spodních pásech vazníků je připevněn sádrokartonový podhled s tepelnou izolací. Půdní prostor je

nepřístupný osobám a není přizpůsoben ke skladování. Krytinu tvoří titanzinkové plechy. Dešťová voda je svedena do podokapního žlabu v úrovni dolní hrany střechy.

3 Zatížení

Zatížení působící na jednotlivé konstrukční části objektu bylo stanoveno za podmínek uvedených v Eurokódu 1 [2]. Pro návrh a posouzení nejsou uvažovány žádné mimořádné návrhové situace. Zatížení na stěny je stanoveno pro dvě různé kombinace zatížení za použití příslušných dílčích součinitelů zatížení γ_F a součinitelů kombinace zatížení ψ .

Při posuzování únosnosti zděných prvků v tlaku se uplatní návrhová hodnota zatížení pro gravitační kombinaci. Do výpočtu vstupuje zatížení sněhem, tlakem větru, vlastní tíhou konstrukcí a užitným zatížením stropů. Na střeše se nemá uvažovat současné působení užitého zatížení a zatížení sněhem. Ve výpočtu bude zahrnuto pouze zatížení s větší hodnotou.

Pro stanovení ohybové a smykové únosnosti stěn je nutné uvažovat s nejmenší možnou hodnotou svislého zatížení. Ta se stanoví z kombinace zatížení se sáním větru, kde mimo vlastní tíhy neuvažujeme s žádným dalším zatížením. Samostatně je řešeno zatížení tlakem zeminy.

3.1 Výpočet zatížení na střechu

3.1.1 Stálé zatížení

Návrhová hodnota zatížení g_d je vypočtena za použití hodnoty dílčího součinitele zatížení pro nepříznivou návrhovou situaci $\gamma_G = 1,35$. Stálé zatížení na střešní konstrukci je dáno vlastní tíhou nosných prvků a na nich uloženého izolačního souvrství. Pro výpočet účinků vlastní tíhy je uvažováno gravitační zrychlení hodnotou $g = 10 \text{ m.s}^{-2}$. Zatížení působící jako liniové bylo přepočítáno na plošné zatížení. Toto zjednodušení by nebylo možné využít při posouzení nosné konstrukce střechy, které však není předmětem této práce. Jednotlivé vrstvy střechy a jejich tíha v návrhových a charakteristických hodnotách uvádí tabulka 3-1.

Tabulka 3-1 - Stálé zatížení na střechu

Materiál	Tloušťka [mm]	Objemová tíha [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	g_d [kN/m ²]
Titanzinek – plech	-	-	0,0504	0,0680
Fólie	-	-	0,0035	0,0047
Bednění z prken	30	4,7	0,1410	0,1904
Vlastní tíha vazníku			0,2000	0,2700
Lemování obvodu střechy			0,0220	0,0297
Tepelná izolace	240	1,0	0,2400	0,3240
Sádrokartonový podhled			0,1200	0,1620
Celkem			0,78	1,053

3.1.2 Užité zatížení

S ohledem na [2] byla zvolena charakteristická hodnota užitého zatížení $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$. Konstrukce byla zařazena do užité kategorie H (střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav).

3.1.3 Zatížení sněhem

První možností, jak stanovit charakteristickou hodnotu zatížení sněhem na zemi, je použití mapy celkem osmi sněhových oblastí, uvedené v Eurokódu 1. Přesnější hodnotu však lze získat z digitální mapy zatížení sněhem na zemi [4], která byla zpracována VŠB-TU Ostrava ve spolupráci s Českým hydrometeorologickým ústavem. Pro celé území České republiky stanovuje zatížení sněhem na zemi na základě statistického měření dat. V řešené oblasti je takto získaná hodnota zatížení sněhem na zemi o $0,49 \text{ kN/m}^2$ nižší než hodnota odečtená z mapy sněhových oblastí z EC1.

Zatížení sněhem na střeše je rozdílné oproti zatížení sněhem na zemi. Způsob uložení sněhu a hodnota výsledného zatížení je ovlivněna zejména tvarem střechy (s vyšším sklonem střechy zatížení sněhem klesá), dále také jejími tepelnými vlastnostmi (lze uvažovat možnost odtávání sněhu při prostupu tepla střešním pláštěm) a parametry krajiny, v níž se řešený objekt nachází (v jaké míře okolní krajina umožňuje odváti sněhu větrem).

Pro pultové střechy se uvažuje sníh rovnoměrně rozprostřený po ploše střechy. V místech prostupů komínů skrz střešní plášť by mohlo dojít k navátí většího množství sněhu kolem těchto překážek. Pro stanovení zatížení na zdivo však tato skutečnost není podstatná.

Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi (zjištěno z [4]):	$s_k = 1,01 \text{ kN/m}^2$
Úhel sklonu střešní roviny:	$\alpha = 9^\circ$
Tvarový součinitel (střecha pultová; $\alpha < 30^\circ$):	$\mu = 0,8$
Součinitel expozice (normální typ krajiny):	$C_e = 1,0$
Tepelný součinitel (neuvažují redukcí zatížení vlivem prostupu tepla):	$C_t = 1,0$

Charakteristické zatížení sněhem na střeše:

$$s = \mu \cdot C_t \cdot C_e \cdot s_k \quad (3.1)$$

$$s = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,01 = 0,808 \text{ kN/m}^2$$

Charakteristické zatížení sněhem $s = 0,808 \text{ kN/m}^2$ je větší než charakteristické užité zatížení $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$. V dalším výpočtu se uvažuje jako hlavní proměnné zatížení pouze zatížení sněhem.

3.1.4 Zatížení větrem

Účinky větru na konstrukci závisí na umístění stavby a jejím tvaru. Výchozí základní rychlost větru můžeme odečíst z mapy větrných oblastí na území ČR, vydanou jako součást EC 1. Fryčovice, v nichž se daný objekt nachází, spadají podle této mapy do II. větrné oblasti. Významný vliv na výsledný tlak větru má charakteristika okolní krajiny – překážky na povrchu účinky větru snižují. Řešená stavba se nachází ve vesnici a okolní zástavba je přibližně stejně vysoká. Řadíme ji tedy do kategorie terénu III. Dalším významným údajem pro výpočet je výška objektu nad terénem. Se stoupající výškou se účinky větru zvyšují.

Vstupní údaje pro výpočet zatížení větrem:

II		větrná oblast				
III		kategorie terénu				
z [m]	7,72	referenční výška	$c_r(\mathbf{z})$ [-]	0,61	součinitel drsnosti	
$v_{b,0}$ [m/s]	25,00	vých. zákl. rychlost větru	z_{\min} [m]	5,00	minimální výška	
c_{dir} [-]	1,00	součinitel směru větru	$c_o(\mathbf{z})$ [-]	1,00	součinitel ortografie	
c_{season} [-]	1,00	součinitel ročního období	$I_v(\mathbf{z})$ [-]	0,36	intenzita turbulence	
v_b [m/s]	25,00	základní rychlost větru	$c_e(\mathbf{z})$ [-]	1,28	součinitel expozice	
z_0 [m]	0,30	parametr drsnosti terénu	q_b [N/m ²]	390,63	základní tlak větru	
k_r [-]	0,22	součinitel terénu	$q_p(\mathbf{z})$ [N/m ²]	603,15	maximální dynamic- ký tlak na plochu	

V závislosti na směru a způsobu působení větru byly vypočteny tlaky na střešní plášť pultové střechy pro čtyři návrhové situace. Pro zjištění maximálního a minimálního přetížení zdiva použijí průměrnou hodnotu tlaku na střešní plášť. Po analýze zatěžovacích stavů byly zjištěny maximální kladné a záporné tlaky větru na střešní plášť. Největší tlak na střechu bude působit pro vítr směřující kolmo k dolní hraně střechy. Největší sání nastane, pokud je na návětrné straně horní hrana střechy.

Charakteristické hodnoty zatížení větrem – nejvyšší záporná a kladná hodnota:

$$w_k^- = -0,708 \text{ kN/m}^2 \quad w_k^+ = 0,229 \text{ kN/m}^2$$

3.1.5 Celkové zatížení střechy

Gravitační kombinace:

$$f_k = g_k + s + w_k^+ = 0,78 + 0,808 + 0,229 = 1,817 \text{ kN/m}^2$$

$$f_d = g_k \cdot \gamma_G + s \cdot \gamma_Q + w_k^+ \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0 = 0,78 \cdot 1,35 + 0,808 \cdot 1,5 + 0,229 \cdot 1,5 \cdot 0,6 = 2,471 \text{ kN/m}^2$$

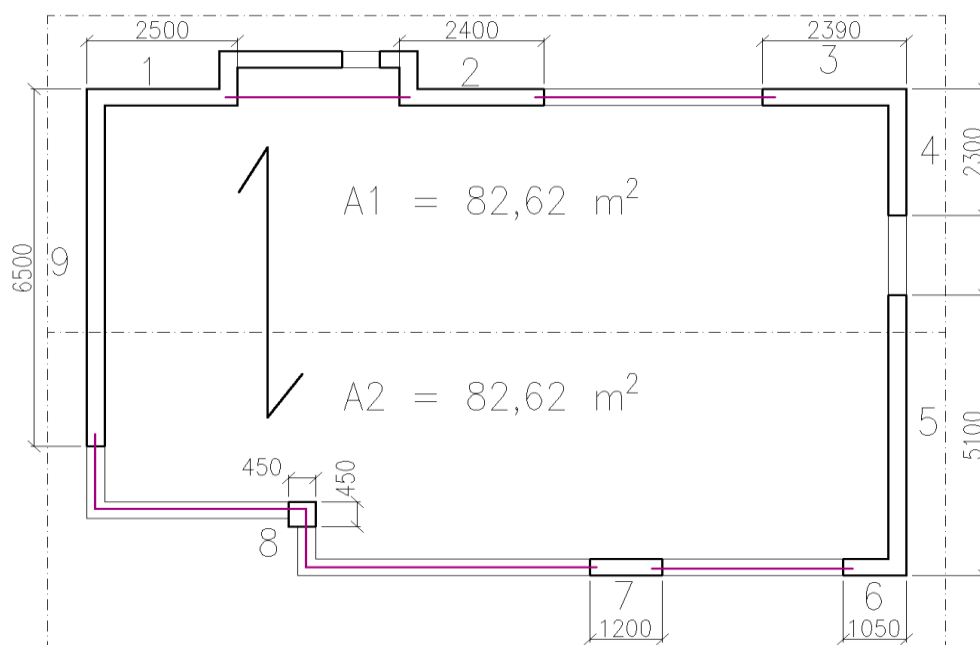
Kombinace se sáním větru:

$$f_k = g_k + w_k^- = 0,78 - 0,708 = 0,072 \text{ kN/m}^2$$

$$f_d = g_k \cdot \gamma_G + w_k^- \cdot \gamma_Q = 0,78 \cdot 1,0 - 0,708 \cdot 1,5 = -0,282 \text{ kN/m}^2$$

3.2 Výpočet zatížení na stěny 1. NP

Na zdi 1. nadzemního podlaží se přenáší zatížení ze střešní konstrukce, přitížení zvyšuje vlastní tíha pozedního věnce a nadezdívky. Uložení střešních vazníků a ocelových překladů je naznačeno na obrázku níže.



Obrázek 3-1 – Schéma nosného zdiva v 1.NP
(fialově je vyznačeno umístění ocelových překladů z dvojice profilů IPE 160)

Tabulka 3-2 - Zatížení zdiva střechou

úsek	délka úseku [m]	zat. plocha [m²]	poměrná zatíženost celé nosné zdi [m²/m]	poměrná zatíženost úseku [m²/m]	gravitační kombinace		kombinace se sáním větru	
					f_k^+ [kN/m]	f_d^+ [kN/m]	f_k^- [kN/m]	f_d^- [kN/m]
1	2,50	82,62	5,545	8,523	15,486	21,051	0,614	-2,403
2	2,40	82,62	5,545	12,834	23,320	31,701	0,924	-3,619
3	2,39	82,62	5,545	9,750	17,716	24,083	0,702	-2,750
4	2,30	0,00	0,000	/	0,000	0,000	0,000	0,000
5	5,10	0,00	0,000	/	0,000	0,000	0,000	0,000
6	1,05	82,62	5,545	13,466	24,468	33,262	0,970	-3,798
7	1,20	82,62	5,545	16,286	29,592	40,226	1,173	-4,593
8	0,45	82,62	5,545	36,344	66,037	89,770	2,617	-10,249
9	6,50	0,00	0,000	/	0,000	0,000	0,000	0,000

Tabulka 3-3 - Zatížení zdiva nadezdívkou a věncem v charakteristických hodnotách

úsek	1	2	3	4	5	6	7	8	9
délka úseku [m]	2,50	2,40	2,39	2,30	5,10	1,05	1,20	0,45	6,50
věnc [kN/m]	3,083	4,821	3,570	2,466	2,142	5,080	11,189	16,216	2,497
nadezdívka [kN/m]	6,930	10,436	7,928	3,570	3,100	2,229	2,416	6,927	3,615
izolace [kN/m]	0,138	0,208	0,158	0,072	0,063	0,049	0,058	0,086	0,073

Tabulka 3-4 - Celkové zatížení zdiva 1.NP v hlavě stěny

úsek	gravitační kombinace		kombinace se sáním větru	
	f_k^+ [kN/m]	f_d^+ [kN/m]	f_k^- [kN/m]	f_d^- [kN/m]
1	25,637	34,756	10,765	7,748
2	38,786	52,580	16,390	11,847
3	29,372	39,819	12,358	8,907
4	6,108	8,246	6,108	6,108
5	5,304	7,161	5,304	5,304
6	31,827	43,195	8,328	3,561
7	43,255	58,671	14,835	9,070
8	89,266	121,129	25,845	12,980
9	6,185	8,350	6,185	6,185

Tabulka 3-5 - Celkové zatížení zdiva 1. NP v patě stěny

úsek	gravitační kombinace		kombinace se sáním větru	
	f_k^+ [kN/m]	f_d^+ [kN/m]	f_k^- [kN/m]	f_d^- [kN/m]
1	33,237	45,016	18,365	15,348
2	46,386	62,840	23,990	19,447
3	36,972	50,079	19,958	16,507
4	13,708	18,506	13,708	13,708
5	12,904	17,421	12,904	12,904
6	39,427	53,455	15,928	11,161
7	50,855	68,931	22,435	16,670
8	96,866	131,389	33,445	20,580
9	13,785	18,610	13,785	13,785

Tabulka 3-6 - Extrémní návrhové zatížení větrem na stěny

úsek	1	2	3	4	5	6	7	9
oblast tlaku	D	D	D	D	D	D	D	D
w_k^+ [kN/m ²]	0,651	0,651	0,651	0,611	0,611	0,651	0,651	0,628
oblast sání	A	B	A	A	A	A	B	A
w_k^- [kN/m ²]	-0,844	-0,603	-0,844	-0,844	-0,844	-0,844	-0,603	-0,844

3.3 Výpočet zatížení na stěny 1. PP

3.3.1 Svislé zatížení

Svislé nosné konstrukce 1. PP musí přenést zatížení z vyššího podlaží, a také zatížení od stropní konstrukce. Hodnoty plošného zatížení na stropy byly stanoveny následovně:

Užitné zatížení (kat. A – obytné budovy) $q_k=1,5 \text{ kN/m}^2$ $q_d=2,25 \text{ kN/m}^2$

Stálé zatížení (vl. tíha stropu, podlahy a příček) $g_k=5,54 \text{ kN/m}^2$ $g_d=7,48 \text{ kN/m}^2$

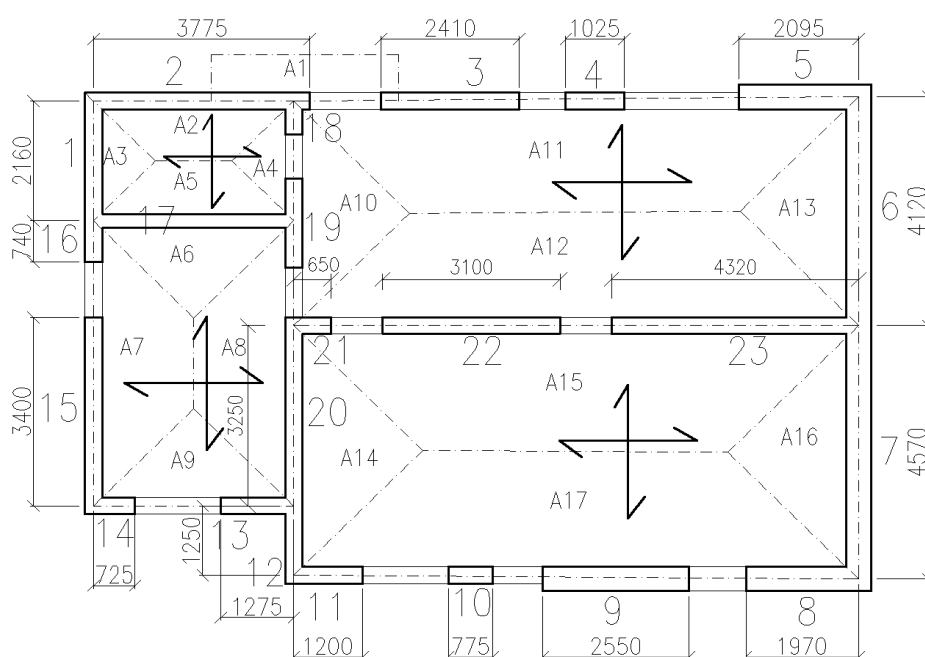
Celkem charakteristické zatížení $f_k=7,04 \text{ kN/m}^2$

Celkem návrhové zatížení $f_d=9,73 \text{ kN/m}^2$

Zmonolitněná stropní konstrukce zde působí jako tuhá deska prostě uložená na nosném zdivu. Zatížení se roznese rovnoměrně na všechny stěny, na nichž je strop uložen. Ve stěnách s otvory je proveden přepočít zohledňující přitížení reakcemi překladů. Schéma roznesení zatížení je znázorněno na obrázku 3-2.

Tabulka 3-7 - Extrémní návrhové zatížení větrem na stěny

Označení	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9
Obsah [m ²]	2,76	2,61	1,17	1,17	2,61	3,06	5,93	5,93	3,06
Označení	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17	
Obsah [m ²]	4,10	16,00	4,10	16,00	5,06	17,24	5,24	17,24	



Obrázek 3-2 - schéma nosného zdiva 1. PP

Tabulka 3-8 - Zatížení nosného zdiva 1.PP stropní konstrukcí

úsek	délka úseku [m]	zat. plocha [m²]	délka celé nosné zdi [m]	poměrná zatíženost celé nosné zdi [m²/m]	poměrná zatíženost zkoumaného úseku [m²/m]	stálé + užité		stálé	
						f_k [kN/m]	f_d [kN/m]	g_k [kN/m]	g_d [kN/m]
1	2,16	1,17	2,160	0,542	0,542	3,813	5,270	3,001	4,052
2	3,78	3,83	3,775	1,015	1,183	8,325	11,506	6,551	8,845
3	2,41	17,22	9,870	1,745	2,492	17,545	24,249	13,806	18,641
4	1,03	16,00	9,870	1,621	3,847	27,083	37,432	21,313	28,776
5	2,10	16,00	9,870	1,621	2,395	16,860	23,302	13,268	17,914
6	4,13	4,10	4,130	0,993	0,993	6,989	9,659	5,500	7,426
7	4,57	5,24	4,130	1,269	1,269	8,932	12,345	7,029	9,490
8	1,97	17,24	9,870	1,747	2,190	15,418	21,309	12,133	16,381
9	2,55	17,24	9,870	1,747	2,389	16,818	23,244	13,234	17,869
10	0,78	17,24	9,870	1,747	4,423	31,139	43,037	24,504	33,085
11	1,20	17,24	9,870	1,747	2,838	19,982	27,618	15,725	21,231
12	1,25	5,06	4,500	1,124	1,124	7,916	10,941	6,229	8,411
13	1,28	3,06	3,500	0,874	1,389	9,776	13,511	7,693	10,387
14	0,73	3,06	3,500	0,874	1,779	12,522	17,307	9,854	13,305
15	3,40	5,93	5,140	1,154	1,323	9,316	12,876	7,331	9,899
16	0,74	5,93	5,140	1,154	1,933	13,610	18,810	10,710	14,460
17	3,50	5,67	3,500	1,620	1,620	11,405	15,763	8,975	12,118
18	0,60	5,27	4,050	1,301	2,169	15,268	21,102	12,015	16,222
19	1,60	11,20	4,050	2,765	4,235	29,811	41,202	23,460	31,675
20	3,40	10,99	4,500	2,442	2,604	18,331	25,335	14,425	19,477
21	0,65	33,24	9,890	3,361	6,851	48,233	66,662	37,956	51,247
22	3,10	33,24	9,890	3,361	4,337	30,531	42,196	24,026	32,439
23	2,70	33,24	9,890	3,361	3,921	27,605	38,153	21,723	29,330

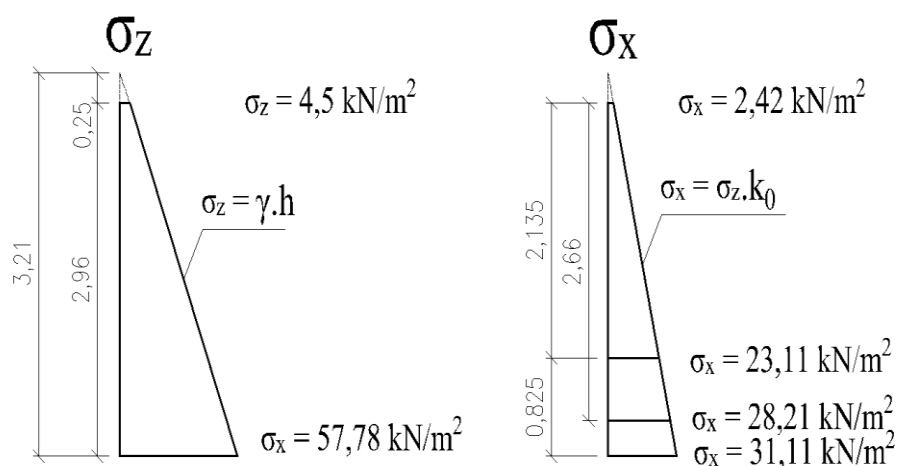
obvodové stěny

vnitřní nosné stěny

suterénní stěny

3.3.2 Vodorovné zatížení zemním tlakem

Na nosné obvodové zdi označené jako úseky 5 až 9 působí boční tlak zeminy. Kromě těchto stěn jsou zemním tlakem zatíženy také zdi a klenba vinného sklípku. Podle [5] je zemina nacházející se na pozemku hlinito-písčité sediment. Klasifikací dle ČSN 73 1001 se jedná o jemnozrnnou zeminu F3=MS – hlína písčitá. Hladina podzemní vody je v dostatečné hloubce tak, že neovlivňuje řešenou konstrukci.



Obrázek 3-3 - Svislé napětí od vlastní tíhy zeminy a zemní tlak v klidu – až do hloubky 2,96 m pod terénem, kde se nachází patní spára sklepního zdiva. Údaje jsou uvedeny v charakteristických hodnotách.

Geotechnické charakteristiky základové půdy:

Objemová tíha $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Poissonův součinitel příčné deformace $\nu = 0,35$

Předpokládá-li se, že u konstrukce vlivem působení zemního tlaku nedojde k významnému posunutí, uvažujeme tento tlak jako zemní tlak v klidu. Pro soudržné zeminy se vypočítá podle vztahu:

$$\sigma_x = \gamma \cdot h \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (3.2)$$

Zvýšení tlaku vlivem zatížení na povrchu terénu můžeme zavést do výpočtu postupem uvedeným v [6]. Svislé zatížení lze převést na výšku nadnásypu o stejné objemové hmotnosti jako zemina. Na terén působí užité zatížení s charakteristickou hodnotou 3 kN/m^2 . Pro daný případ je tedy výška nadnásypu: $x' = (q_k \cdot \gamma_0) / \gamma = (3,1,5) / 18 = 0,25 \text{ m}$

Znázornění působících svislých a vodorovných tlaků zeminy včetně výsledných hodnot je uvedeno na obrázku 3-3.

4 Materiálové charakteristiky

Zdivo je nehomogenní materiál, jehož mechanické vlastnosti ovlivňuje nejen materiál použitého zdicího prvku, ale také druh malty a vzájemné konstrukční uspořádání zdicích prvků – vazba zdiva.

Nejlepší pevnostní vlastnosti vykazuje zdivo vystavené tlaku působícím kolmo k ložným spárám. Při výpočtu pevnosti zdiva se uplatní nejen pevnost základního materiálu (cihelný střep, kámen, beton), která je závislá na fyzikálních vlastnostech suroviny, ale výsledek je ovlivněn také rozměrem zdicího prvku a druhem malty. Rovnoběžně s ložnými spárami je pevnost v tlaku přibližně 0,1 až 0,9násobkem pevnosti v tlaku působícím kolmo k ložným spárám [7]. Pozitivní vliv zde má vyplnění styčných spár maltou.

Při působení tahových namáhání je pevnost zdiva dána přídržností malty s kusovým stavivem a při výpočtech únosnosti zdiva se převážně zanedbává. Při ověřování zděných konstrukcí namáhaných ohybem je pevnost nevyztuženého zdiva v tahu za ohybu stanovena právě na základě pevnosti malty.

Pevnost zdiva ve smyku je ovlivněna pevností malty, pevností zdicího prvku, a i v tomto případě nevymaltování styčných spár značně snižuje výslednou hodnotu pevnosti. Na pevnost zdiva ve smyku příznivě působí přitížení zdiva působící kolmo k uvažovaným smykovým silám.

V následujících podkapitolách jsou uvedeny výpočty pevností zdiva, které se v rámci navržených stavebních konstrukcí vyskytuje nejčastěji. Pevnostní parametry zdiva, jež muselo být přizpůsobeno požadavkům na mezní stav únosnosti, budou uvedeny u konkrétních příkladů. Následující výpočty využívají vztahy uvedené v ČSN EN 1996-1-1 [3].

4.1 Cihla plná pálená P15 + MVC 2,5

Pro vyzdění pilíře v 1. NP a suterénních stěn v 1. PP byl zvolen tradiční zdicí materiál, který dokáže odolávat výrazně vyššímu napětí než děrované tvárnice. Toto zdivo vykazuje zejména několikanásobně vyšší pevnost ve smyku.

Cihla klasického formátu (290 x 140 x 65 mm) má průměrnou pevnost zdicího prvku v prostém tlaku 15 MPa. Pro účely této stavby by bylo postačující použití cihel s nižší pevností, ty ale nejsou v současné době na trhu k dispozici. Tloušťka stěny 440 mm (bez omítek) stanovuje nutnost použít křížovou vazbu, ve které vznikají podélné styčné spáry snižující výslednou pevnost zdiva o 20 %.

Obyčejná vápenocementová malta pro zdění pevnostní třídy 2,5 MPa bude zhotovena přímo na staveništi podle stanoveného poměru pojiva, plniva a vody. Podle [3] se jedná o maltu předpisovou.

Přetvárné vlastnosti zdiva kvůli jeho nehomogenitě zdaleka neodpovídají chování materiálu podle Hookova zákona. Pro snazší statické řešení, které využívá teorii pružnosti, je zapotřebí zavést zjednodušující předpoklady. Neuvažují se tedy rozdílné vlastnosti malty a kusových zdicích prvků, ale zdiva jako celku. Modul pružnosti nevyztuženého zdiva lze stanovit experimentálně, nebo jako součin konstanty K_E a charakteristické pevnosti zdiva v tlaku. Pro pálené zdicí prvky je hodnota $K_E = 1000$.

Objemová tíha zdiva:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu:

$$\gamma_M = 2,2$$

Součinitel tvaru (vyjadřuje vliv šířky a výšky zdicího prvku):

$$\delta = 0,77$$

Součinitel vlivu vlhkosti (pro zdicí prvky kondiciované na vzduchu):

$$\eta = 1$$

Součinitel K (obyčejná malta, pálené cihly, skupina zdicích prvků 1):

$$K = 0,55$$

Normalizovaná pevnost zdicího prvku v tlaku:

$$f_b = \delta \eta f_u = 0,77 \cdot 1 \cdot 15 = 11,55 \text{ MPa} < 75 \text{ MPa (splňuje požadavky EC6)}$$

Charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám – tl. zdiva 440 mm:

$$f_k = 0,8Kf_b^{0,7}f_m^{0,3} = 0,8 \cdot 0,55 \cdot 11,55^{0,7} \cdot 2,5^{0,3} = 3,21 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám – tl. zdiva 290 mm:

$$f_k = Kf_b^{0,7}f_m^{0,3} = 0,55 \cdot 11,55^{0,7} \cdot 2,5^{0,3} = 4,14 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám – tl. zdiva 440 mm:

$$f_d = f_k/\gamma_M = 3,21/2,2 = 1,46 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám – tl. zdiva 290 mm:

$$f_d = f_k/\gamma_M = 4,14/2,2 = 1,88 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost zdiva v tlaku rovnoběžně s ložnými spárami – tl. zdiva 440 mm:

$$f_{hd} = 0,4f_d = 0,4 \cdot 1,46 = 0,584 \text{ MPa}$$

Krátkodobý sečnový modul pružnosti zdiva – tl. zdiva 440 mm:

$$E = K_E f_k = 1000 \cdot 3,21 = 3210 \text{ MPa}$$

Krátkodobý sečnový modul pružnosti zdiva – tl. zdiva 290 mm:

$$E = K_E f_k = 1000 \cdot 4,14 = 4140 \text{ MPa}$$

Pevnost zdiva ve smyku a v tahu za ohybu závisí na míře přetížení, bude tedy stanovena u jednotlivých posudků samostatně.

4.2 Cihelný blok Porotherm 30 P10 + MVC 2,5

Z této skladby zdiva jsou vyzděny všechny obvodové stěny nezatížené tlakem zeminy a vnitřní nosné stěny. Použitá malta má stejné složení jako v předchozí podkapitole. Hodnoty charakteristických a návrhových pevností udává ve svých podkladech výrobce [8].

Plošná tíha zdiva včetně omítek:

$$\gamma = 3,18 \text{ kN/m}^2$$

Charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry:

$$f_k = 3,26 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám:

$$f_d = f_k / \gamma_M = 3,26 / 2,2 = 1,48 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost zdiva v tlaku rovnoběžně s ložnými spárami:

$$f_{hd} = 0,1 f_d = 0,1 \cdot 1,48 = 0,148 \text{ MPa}$$

Krátkodobý sečnový modul pružnosti zdiva:

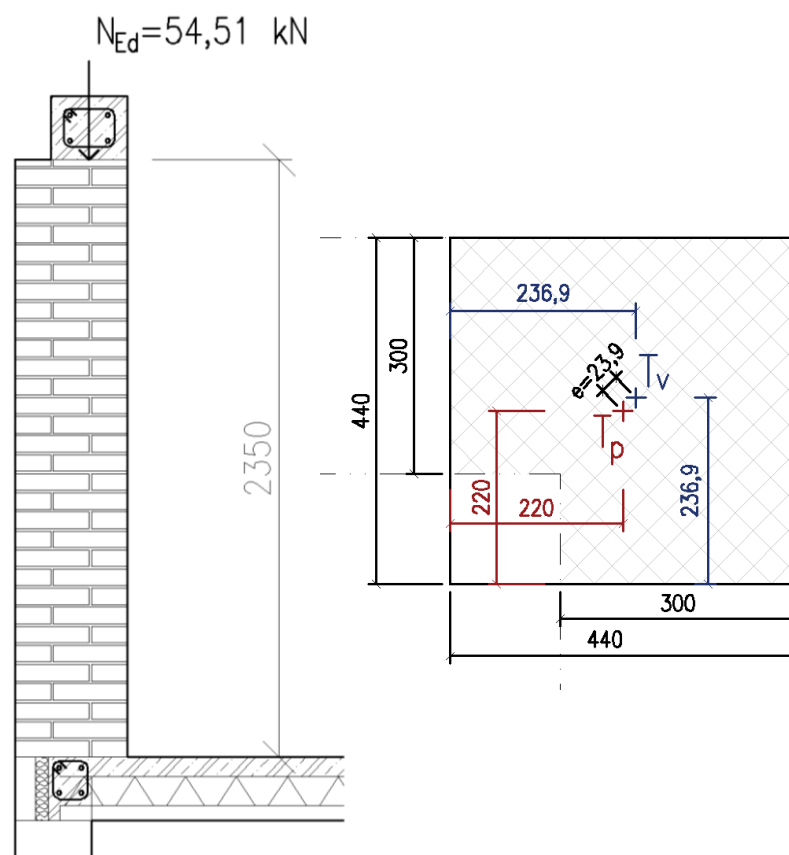
$$E = K_E f_k = 1000 \cdot 3,26 = 3260 \text{ MPa}$$

5 Obvodový pilíř

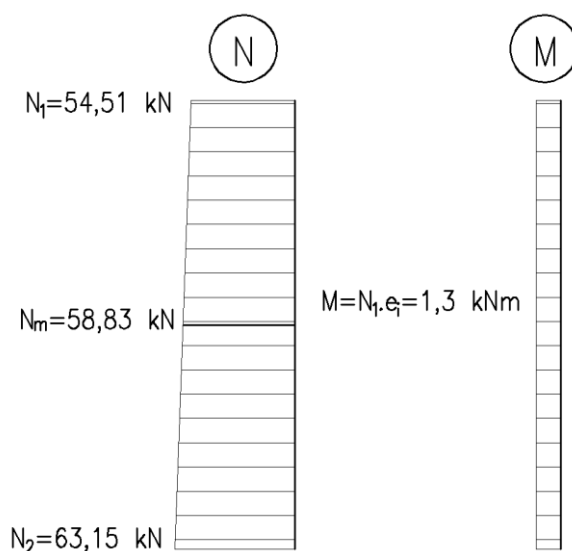
Zděný pilíř se nachází v 1. NP objektu v jihozápadním průčelí, kde je umístěn v rohu mezi navzájem kolmými stěnami. V sousedních stěnách jsou umístěny pásy oken (3,5 m zleva, 6,25 m zprava). Pilíř tvoří podporu pro pozední věnec, v němž jsou zabetonovány nadokenní překlady z ocelových profilů a zakotvena dřevěná střešní konstrukce.

Prvek je vyzděn z cihel plných pálených pevnosti P15 na obyčejnou vápenocementovou maltu M 2,5. Materiálové charakteristiky byly vypočteny v kap. 4.1. Půdorysný konstrukční rozměr (s omítkou) je 450 x 450 mm. Ve výpočtu neuvažují statické spolupůsobení omítek tl. 10 mm, plocha tlačného průřezu je tedy 440 x 440 mm. Pilíř je vysoký 2,35 m.

Na pilíř působí tlaková normálová síla s návrhovou hodnotou $N_{Ed} = 54,51$ kN. Za předpokladu, že reakce od ztužujícího železobetonového věnce má působíště v těžišti plochy uložení, je excentricita vzhledem k ose posuzovaného prvku $e = 23,9$ mm. Ta v celém prvku vyvolává konstantní ohybový moment $M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e$.



Obrázek 5-1 - Pohled a půdorys nosného zděného pilíře a vyznačení působícího zatížení

Obrázek 5-2 - Vnitřní síly v excentricky tlačeném pilíři - N , M

Při navrhování převážně tlačených zděných konstrukcí se uplatní průřezová plocha prvku, návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám a zmenšující součinitel $\Phi_{i,m}$. Pomocí tohoto koeficientu je do výpočtu zahrnut negativní vliv výstřednosti působící tlakové síly a štíhlosti konstrukce. Při ověřování mezního stavu únosnosti musí platit:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (5.1)$$

Návrhová únosnost pilíře (stěny) namáhané tlakem se vypočte jako:

$$N_{Rd} = \Phi_{i,m} \cdot b \cdot t \cdot f_d \quad (5.2)$$

Kde $\Phi_{i,m}$ je menší z hodnot Φ_i – zmenšující součinitel v hlavě (patě) pilíře a Φ_m – zmenšující součinitel uprostřed výšky pilíře.

Následuje postup výpočtu:

a) geometrie konstrukce

Vzpěrná výška pilíře h_{ef} se stanoví jako součin světlé výšky stěny a součinitele ρ_n . Součinitel ρ_n zohledňuje vliv způsobu podepření pilíře (stěny) na jeho stabilitu. Lehká dřevěná konstrukce střechy v tomto případě neposkytuje dostatečně tuhé vodorovné podepření zhlaví pilíře. Hodnota ρ_n pro daný příklad je $\rho_2 = 1,5$.

$$h_{ef} = h \cdot \rho_n = h \cdot \rho_2 = 2,35 \cdot 1,5 = 3,525 \text{ m}$$

Účinný rozměr průřezu pilíře (účinná tloušťka) t_{ef} je pro všechny zděné konstrukce s výjimkou dutinových stěn rovna skutečnému rozměru průřezu pilíře.

$$t_{ef} = t = 0,44 \text{ m}$$

Štíhlostní poměr účinné výšky k účinné tloušťce je omezen mezní hodnotou 27 stanovenou v [3]. Při štíhlosti menší než 15 lze zanedbat vliv dotvarování zdiva na výslednou výstřednost.

$$h_{ef}/t_{ef} = 3,525/0,44 = 8,01 \dots \text{vyhovuje požadavkům ČSN EN 1996-1-1}$$

a) zmenšující součinitel Φ_i v hlavě/patě pilíře

Výstřednost normálové síly působící v hlavě pilíře e_i :

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t \quad (5.3)$$

$$\frac{M_{id}}{N_{id}}$$

výstřednost v hlavě pilíře vlivem svislého zatížení [m]

$$\left(\frac{M_{id}}{N_{id}} = 1,3/54,51 = 23,9 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 23,9 \text{ mm}\right)$$

$$e_{he}$$

výstřednost v hlavě pilíře vlivem vodorovného zatížení [m]

$$(e_{hi} = 0 \text{ mm})$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450}$$

počáteční výstřednost vyjadřující vliv imperfekcí [m]

$$(e_{init} = 3,525/450 = 7,83 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 7,83 \text{ mm})$$

$$e_i = 0,0239 + 0 + 0,00783 = 0,0317 \text{ m} \geq 0,05 \cdot 0,44 = 0,022 \text{ m}$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (5.4)$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{0,0317}{0,44} = 0,856$$

b) zmenšující součinitel Φ_m uprostřed výšky pilíře

Stanovení tohoto součinitele lze provést buď výpočtem, nebo odečíst z tabulky v příloze G normy [3] na základě štíhlosti, poměru e_{mk}/t a modulu pružnosti v tahu a tlaku. Výstřednost normálové síly uprostřed výšky pilíře je oproti výstřednosti v hlavě snížena vlivem působení vlastní tíhy zdiva. Níže je uveden postup přesného výpočtu.

Výstřednost normálové síly působící uprostřed výšky pilíře e_{mk} :

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t \quad (5.5)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \quad (5.6)$$

$$\frac{M_{md}}{N_{md}} \quad \text{výstřednost v polovině výšky pilíře vlivem svislého zatížení [m] } (M_{md}/N_{md} = 1,3/58,83 = 22,5 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 22,5 \text{ mm})$$

$$e_{hm} \quad \text{výstřednost v polovině výšky pilíře vlivem vodorovného zatížení [m] } (e_{hm} = 0 \text{ mm})$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} \quad \text{počáteční výstřednost vyjadřující vliv imperfekcí [m]} \\ (e_{init} = 3,525/450 = 7,83 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 7,83 \text{ mm})$$

$$e_k = 0,002\Phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{te_m} \quad \text{výstřednost od účinků dotvarování [m]} \\ (e_k = 0 \text{ mm pro stěny (pilíře) se štíhlostí } \leq 15)$$

$$e_{mk} = 0,0225 + 0 + 0,00783 + 0 = 0,0303 \text{ m} \geq 0,05 \cdot 0,44 = 0,022 \text{ m}$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \quad (5.7)$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{0,0303}{0,44} = 0,8622$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad (5.8)$$

$$\lambda = 8,01 \sqrt{\frac{3,21}{3210}} = 0,2533$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (5.9)$$

$$u = \frac{0,2533 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{0,0303}{0,44}} = 0,293$$

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (5.9)$$

$$\Phi_m = 0,8622 e^{-\frac{0,293^2}{2}} = 0,826$$

c) ověření únosnosti pilíře

O únosnosti rozhoduje menší ze součinitelů Φ_i a Φ_m – zde se uplatní zmenšující součinitel uprostřed výšky pilíře $\Phi_m = 0,826$. Podle vztahu (5.2) je návrhová únosnost pilíře v tlaku kolmém na ložné spáry:

$$N_{Rd} = 0,826 \cdot 0,44 \cdot 0,44 \cdot 1,46 \cdot 10^3 = 233,47 \text{ kN} > N_{Ed,m} = 58,83 \text{ kN} \Rightarrow \textbf{pilíř vyhoví v tlaku kolmo k ložným spárám}$$

Pro výpočet únosnosti pilíře nelze využít zjednodušenou metodu podle [9], protože nesplňuje jednu z devíti omezujících podmínek – zhlaví pilíře není bočně podepřeno ve vodorovné rovině dostatečně tuhou konstrukcí.

6 Obvodová stěna zatížená větrem

Vnější nenosná stěna objektu délky 6,35 m stojí v 1. NP se světlou výškou podlaží $h = 2,35$ m. Podle obrázku 3-1 se jedná o úsek stěny č. 9. Je vyzděna z tvárníc Porotherm 30 a malty M 2,5. Materiálové parametry vstupující do následujícího výpočtu jsou uvedeny v kapitole 4.2.

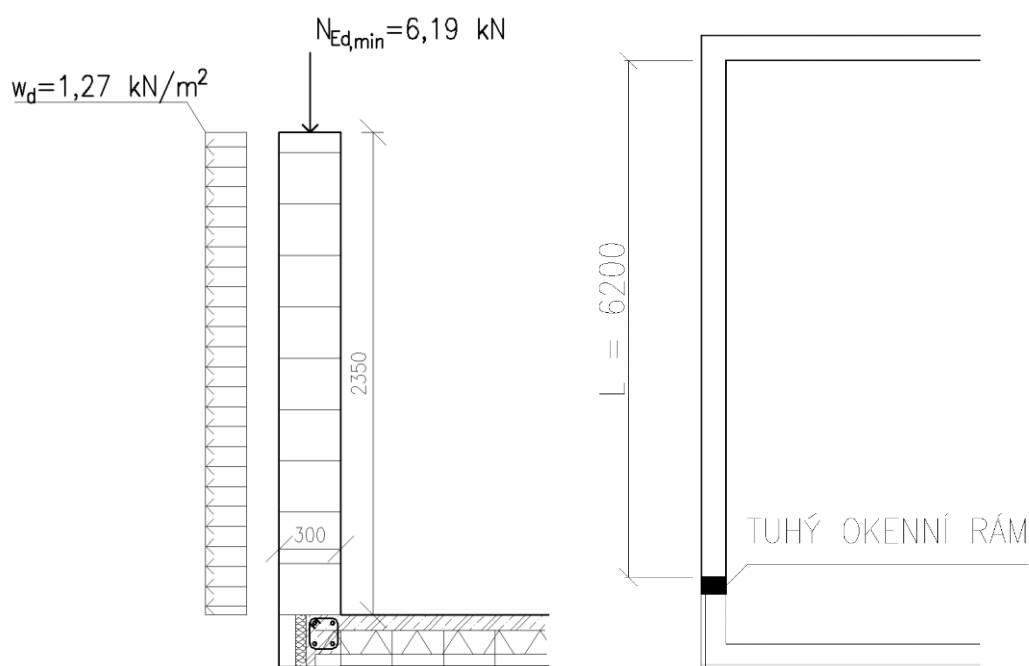
Zdivo je provázáno v rohu budovy s nosnou zdí kolmou k řešené stěně, čímž je zajištěno spojitě podepření v levém okraji. Zprava je stěna přerušena okenním otvorem. Z požadavků na statiku objektu vyplývá nutnost použití tuhého okenního rámu, který bude schopen roznést vodorovnou složku reakce obvodové stěny do dalších navazujících konstrukcí. Ve vodorovné rovině je uložení stěny zajištěno pouze uložení na stropní konstrukci. Železobetonový ztužující věnec umístěný v hlavě stěny sice pomáhá přenést vodorovné síly, není však dostatečně tuhý, aby zajistil nepoddajné podepření zhlaví stěny.

Charakteristické zatížení sáním větru kolmo k rovině stěny bylo uvedeno v tab. 3-6 a jeho návrhová hodnota je $w_d = w_k \cdot \gamma_Q = -0,844 \cdot 1,5 = -1,27$ kN/m². Při působení vodorovného zatížení volím jako nejnepříznivější nejnižší hodnotu svislého zatížení v hlavě stěny – $N_{Ed,min} = 6,19$ kN/m (tab. 3-4).

Metoda řešení stěn vystavených kolmému působení zatížení se zvolí v závislosti na konkrétním statickém působení stěny. Ve skriptech [7] se připouští následující postupy řešení stěn namáhaných účinky větru:

- stěna se uvažuje jako deska podepřená po obvodě minimálně na 3 jejích stranách, uplatní se pevnost zdiva v ohybu při porušení v ložné i svislé zazubené spáře
- ověření stěny s využitím předpokladu klenbového působení ve vodorovné rovině, požadující pevné neposuvné podepření ve svislých okrajích pole stěny
- výpočet únosnosti stěny v prostém ohybu, pokud můžeme předpokládat, že k porušení dojde ve svislé převázané spáře – při uložení stěny podél jejích svislých okrajů (stěna se dále řeší jako ohýbaný nosník o jednotkové šířce)

6.1 Nevyztužená

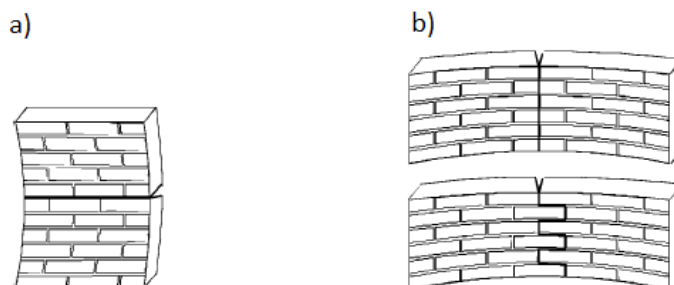


Obrázek 6-1 - Řez a půdorys nevyztuženou stěnou vystavenou sání větru

Stěna bude řešena podle metody uvedené v první položce předcházejícího výčtu. Je podepřena podél obou svislých okrajů, přičemž v levém okraji je podepření spojitě. Vodorovné uložení v patě stěny je podle doporučení výrobce zdicích prvků provedeno na těžký asfaltový pás. Takto vyzděná stěna se má vždy uvažovat jako prostě podepřená.

Únosnost v ohybu je vypočtena na základě předpokladu spolupůsobení při roznášení zatížení do dvou navzájem kolmých směrů. Musí být splněna podmínka spolehlivosti:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (6.1)$$



Obrázek 6-2 Způsoby porušení stěny namáhané kolmým zatížením – a) rovina porušení rovnoběžně s ložnými spárami (pevnost f_{xk1}); b) rovina porušení kolmá k ložným spárám (pevnost f_{xk2}); zdroj: Eurokód 6 [3]

Postup výpočtu je následující:

a) pevnosti zdiva v tahu za ohybu [3]

I. v rovině rovnoběžné s ložnými spárami:

$$f_{xk1} = 0,1 \text{ MPa} \qquad f_{xd1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} = \frac{0,1}{2,2} = 0,045 \text{ MPa}$$

s uvažováním příznivého působení přetížení (v polovině výšky stěny):

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d = 0,045 + (0,00619 + 0,5 \cdot 2,35 \cdot 0,00318) / 0,3 = 0,078 \text{ MPa}$$

II. v rovině kolmé k ložným spárám:

$$f_{xk2} = 0,2 \text{ MPa} \qquad f_{xd2} = \frac{f_{xk2}}{\gamma_M} = \frac{0,2}{2,2} = 0,091 \text{ MPa}$$

b) návrhové ohybové momenty od zatížení větrem

Poměr návrhových pevností v tahu za ohybu v kolmých směrech:

$$\mu = \frac{f_{xd1,app}}{f_{xd2}} = \frac{0,078}{0,091} = 0,857$$

Součinitel α pro určení ohybového momentu podle tabulky uvedené v příloze E normy [3] se odečte v závislosti na způsobu podepření okrajů desky a poměru výšky a délky stěny:

pole typu B (horní okraj stěny volný, spodní a jeden svislý okraj stěny prostě uloženy, jeden svislý okraj podepřený spojitě);

$$h/L = 2,35/6,2 = 0,379$$

$$\alpha = 0,03$$

I. návrhový ohybový moment pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami na jednotku délky stěny:

$$M_{Ed,y} = \mu \alpha w_d L^2 \qquad (6.3)$$

$$M_{Ed,y} = 0,857 \cdot 0,03 \cdot 1,27 \cdot 6,2^2 = 1,26 \text{ kNm/m}$$

- II. návrhový ohybový moment pro rovinu porušení kolmou na ložné spáry na jednotku výšky stěny:

$$M_{Ed,x} = \alpha w_d L^2 \quad (6.2)$$

$$M_{Ed,x} = 0,03 \cdot 1,27 \cdot 6,2^2 = 1,46 \text{ kNm/m}$$

c) Ověření podmínek spolehlivosti

Průřezový modul stěny o jednotkové šířce/výšce:

$$Z = \frac{t^2}{6} \quad (6.4)$$

$$Z = 0,3^2/6 = 0,015 \text{ m}^3/\text{m}$$

- I. Moment únosnosti stěny pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami:

$$M_{Rd,y} = f_{xd1,app} Z \quad (6.5)$$

$$M_{Rd,y} = 78,0,015 = 1,17 \text{ kNm/m} < M_{Ed,y} = 1,26 \text{ kNm/m} \Rightarrow \textbf{stěna ve svislé rovině ohybu nevyhoví}$$

- II. Moment únosnosti stěny pro rovinu porušení kolmou k ložným spárám:

$$M_{Rd,x} = f_{xd2} Z \quad (6.6)$$

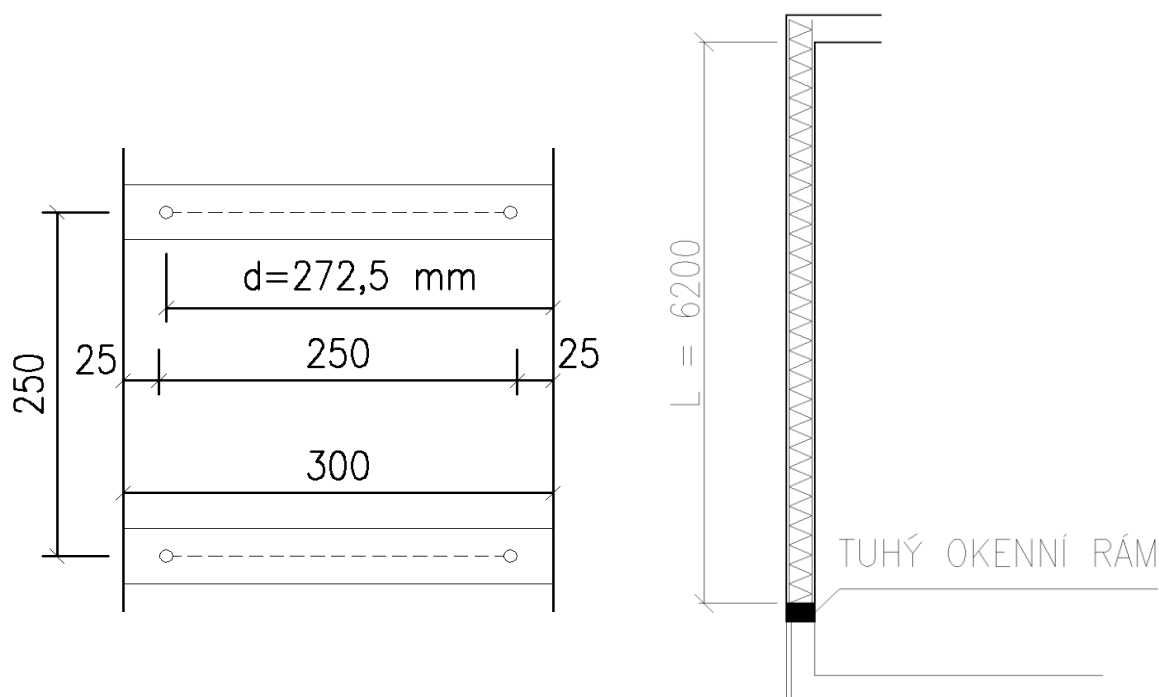
$$M_{Rd,x} = 91,0,015 = 1,365 \text{ kNm/m} < M_{Ed,x} = 1,46 \text{ kNm/m} \Rightarrow \textbf{stěna ve vodorovné rovině ohybu nevyhoví}$$

6.2 Vyztužená

Nevyztužená zděná stěna řešená v předchozí kapitole nesplnila podmínky spolehlivosti v obou vzájemně kolmých směrech. Musí být navrženo opatření, které zajistí dostatečnou únosnost konstrukce.

Zatížení větrem je dáno místními podmínkami a nelze snížit jeho hodnotu. Konstruktivním řešením je možno snížit návrhový ohybový moment zkrácením délky pole desky (vyzděním kolmé ztužující stěny), nebo zajistit tužší způsob uložení desky – navrhnout nad 1. NP střešní konstrukci dostatečně tuhou ve své rovině pro zajištění podepření horního okraje.

Jako nejsnáze proveditelné opatření se zde však může uplatnit možnost podélného vyztužení stěny vložení ocelové výztuže do ložných spár a zvýšit tak její ohybovou únosnost.



Obrázek 6-3 - Svislý řez a půdorys stěnou vyztuženou v ložných spárách

Pro vyztužení se využijí prefabrikované výztužné prvky ze svařovaných ocelových prutů s osovou vzdáleností podélné výztuže 250 mm – MURFOR RND Ø5/250/3050 vložené do každé ložné spáry (Obrázek 6-3). Technické údaje jsou použity z oficiální příručky výrobce [11].

a) Parametry výztuže

Nejmenší vzdálenost mezi výztuží a lícem zdiva je podle [3] 15 mm. Pro zajištění správného stykování ale [11] doporučuje minimální krytí výztuže 20 mm. Zde z konstrukčního uspořádání vyplývá krycí vrstva 25 mm. Výztuž je uložena v ose stěny pro bezpečné přenesení tahových sil od ohybových momentů nad spojitou podporou i v poli. Účinná výška průřezu je z geometrie příčného řezu $d = 272,5$ mm.

Pevnost oceli na mezi kluzu:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

Ověření ohybové štíhlosti – pro vyztužené stěny zatížené kolmo k jejich rovině:

$$h/d = 2,35/0,2725 = 8,624 < 45 \dots \text{požadavek [3] je splněn}$$

Plocha výztuže na šířku průřezu 1 m:

$$A_s = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{0,250} = \frac{\pi 5^2}{4 \cdot 0,250} = 78,54 \text{ mm}^2 >$$

$> A_{s,\min} = 0,00015 b_x t = 0,00015 \cdot 1000 \cdot 300 = 45 \text{ mm}^2 \dots$ požadavek [3] je splněn

Stupeň vyztužení průřezu:

$$\rho_s = \frac{A_s}{b t} = \frac{78,54}{1000 \cdot 300} = 2,618 \cdot 10^{-4}$$

b) výpočet návrhových ohybových momentů

Rozdělovací součinitel μ :

$$\mu = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,416 \frac{f_{xd1,app}}{f_{yd}} \cdot \frac{1}{\rho_s} \cdot \frac{t}{d} = 0,416 \cdot \frac{78 \cdot 1 \cdot 300}{434780 \cdot 2,618 \cdot 10^{-4} \cdot 272,5} = 0,314 \\ 0,416 \frac{f_{xd1,app}}{f_{hd}} \left(\frac{t}{d} \right)^2 = 0,416 \frac{78}{148} \left(\frac{300}{272,5} \right)^2 = 0,266 \end{array} \right.$$

$$\mu = 0,314$$

Součinitel ohybového momentu $\alpha = 0,0419$

- I. návrhový ohybový moment pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami na jednotku délky stěny

$$M_{Ed,y} = \mu \alpha w_d L^2 \quad (6.7)$$

$$M_{Ed,y} = 0,314 \cdot 0,0419 \cdot 1,27 \cdot 6,2^2 = 0,64 \text{ kNm/m}$$

- II. návrhový ohybový moment pro rovinu porušení kolmou na ložné spáry na jednotku výšky stěny

$$M_{Ed,x} = \alpha w_d L^2 \quad (6.8)$$

$$M_{Ed,x} = 0,0419 \cdot 1,27 \cdot 6,2^2 = 2,05 \text{ kNm/m}$$

c) stanovení únosnosti stěny

- I. Moment únosnosti stěny pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami (vypočten v předchozí podkapitole):

$M_{Rd,y} = 1,17 \text{ kNm/m} > M_{Ed,y} = 0,64 \text{ kNm/m} \Rightarrow$ **vyztužená stěna ve svislé rovině ohybu vyhoví**

II. Moment únosnosti stěny pro rovinu porušení kolmo k ložným spárám

Poloha neutrální osy:

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0,8 b_x f_{hd}} \quad (6.9)$$

$$x = \frac{78,54.434,78}{0,8.1000.0,148} = 288,41 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd,x} = A_s f_{yd} (d - 0,4x) \quad (6.10)$$

$$M_{Rd,x} = 78,54.434,78(0,2725 - 0,4.0,28841) = 5,33 \text{ kNm/m}$$

Musí být menší než mezní hodnota:

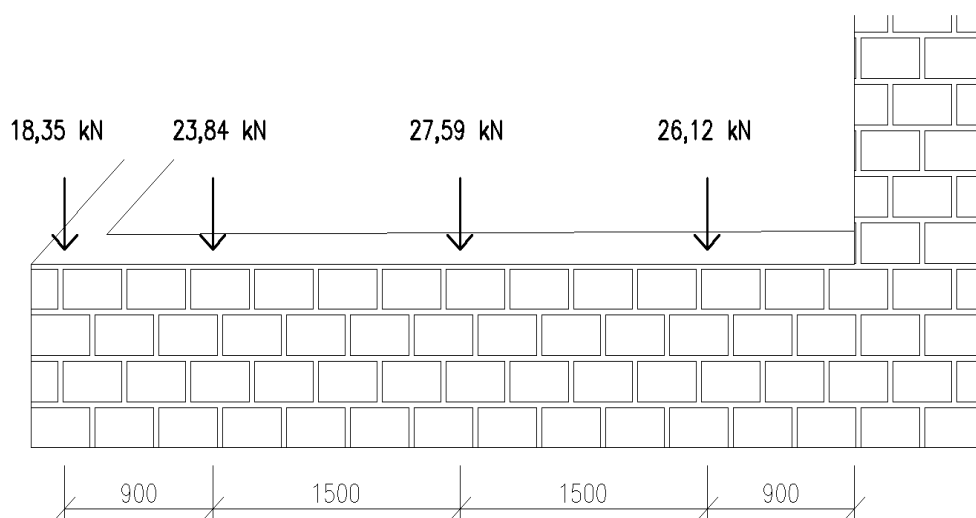
$$M_{Rd,x} = 0,3 f_{hd} b d^2 = 0,3.148.1.0,2725^2 = 3,3 \text{ kNm/m}$$

$M_{Rd,x} = 3,3 \text{ kNm/m} > M_{Ed,x} = 2,05 \text{ kNm/m} \Rightarrow$ **vyztužená stěna ve vodorovné rovině ohybu vyhoví**

7 Soustředěné zatížení

Na parapetním zdivu v 1.NP jsou jako podpory nadokenních překladů a ztužujícího věnce navrženy sloupky z ocelových T profilů (průřez 65x65x5 mm, délka 1350 mm). Na zdivu jsou uloženy pomocí přivařeného patního plechu osazeném na maltovém loži. Síly působící na zdivo jsou stanoveny jako reakce od ocelového nadokenního překladu, zvýšený o vlastní tíhu sloupků.

Zdivo je z tvárnic Porotherm tloušťky 300 mm a obyčejné vápenocementové malty (vlastnosti viz kap. 4).



Obrázek 7-1 – Parapetní zdivo pod meziokenními sloupky

V následujícím výpočtu budou navrženy minimální rozměry roznášecích patních plechů tak, aby napětí vyvozené zatížením v úložné ploše nepřekročilo návrhovou pevnost zdiva v tlaku. Pro vyšší hodnoty zatížení, kdy by pevnost zdiva nebyla dostačující, by bylo nutné pod sloupky vybetonovat podkladek, který by zatížení odolal lépe než cihelné zdivo.

U zdiva z pálených zdicích prvků bez dutin lze při zatížení soustředěným břemenem předpokládat, že se tlak roznáší do níže uložených vrstev zdiva pod úhlem 60°. Únosnost takového zdiva je oproti děrovaným zdicím prvkům až o polovinu vyšší.

Děrování cihel neumožňuje tento způsob roznášení zatížení. Je-li tedy použito zdivo z tvárnic Porotherm, je síla na mezi únosnosti v soustředěném tlaku dána součinem plochy uložení a návrhové hodnoty pevnosti zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám:

$$N_{Rdc} = A_b f_d \quad (7.1)$$

Minimální plocha uložení vyplývá z podmínky spolehlivosti, aby úroveň zatížení byla maximálně rovna únosnosti konstrukce.

$$A_{b,min} = N_{Ed}/f_d = 27590/1,48 = 18641,89 \text{ mm}^2$$

$$a_{min} = b_{min} = \sqrt{A_{b,min}} = \sqrt{18641,89} = 136,5 \text{ mm}$$

Návrh: plech P10 140x140 mm

$$A_b = 140 \cdot 140 = 19600 \text{ mm}^2$$

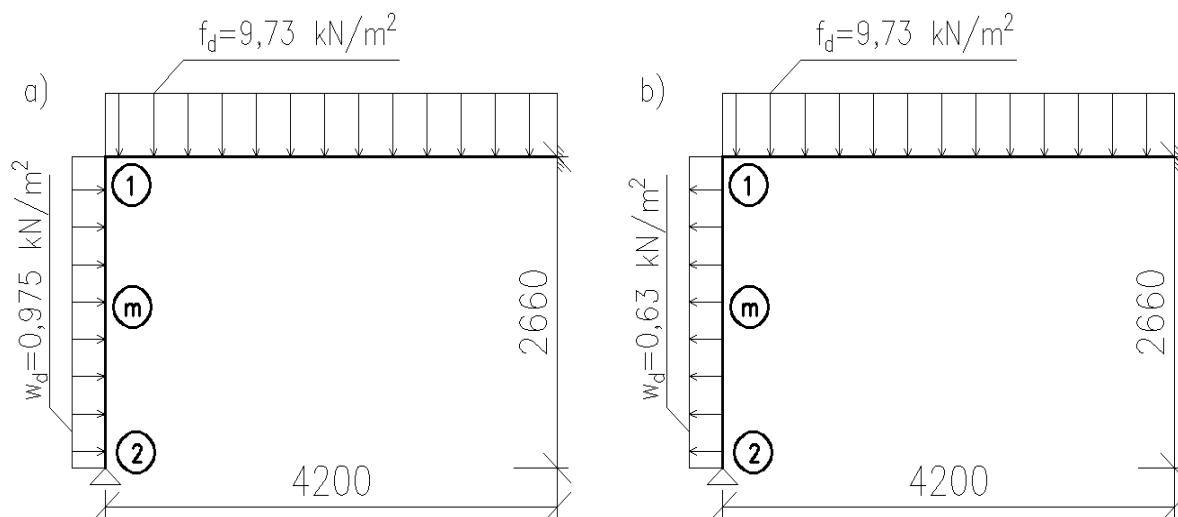
Posouzení: $N_{Rdc} = A_b f_d = 19600 \cdot 1,48 \cdot 10^{-3} = 29 \text{ kN} > N_{Edc} = 27,59 \text{ kN} \Rightarrow$ **zdivo v soustředěném tlaku vyhoví**

8 Obvodová stěna

Nejzatíženějším úsekem stěny, která byla vybrána pro ověření spolehlivosti, je část zdi v podzemním podlaží, označený jako úsek 10 (Obrázek 3-2 - schéma nosného zdiva 1. PP). Stěna výšky 2,66 m je vyzděná z keramických tvárnic Porotherm na obyčejnou maltu (vlastnosti zdiva jsou definovány v kapitole 4). Na zhlaví stěny je uložen strop z nosníků a keramických vložek, zmonolitněný vyztuženou betonovou zálivkou a pozedním věncem. Délka uložení stropu je 170 mm.

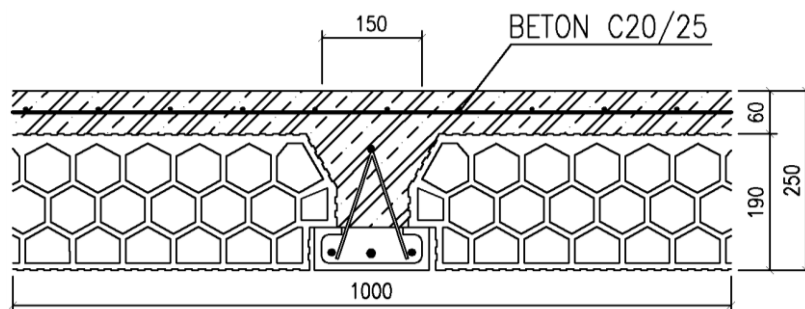
Normálová síla působící v hlavě stěny je součtem zatížení od 1. NP ($N_{1NP} = 21,587 \text{ kN/m}$) a stropní konstrukce ($N_{strop} = 43,04 \text{ kN/m}$). Její velikost na metr délky stěny je $N_{Ed} = 64,63 \text{ kN/m}$. Při posouzení byla ověřena kombinace se sáním i tlakem větru kolmo k vyšetřované stěně. Návrhové hodnoty zatížení větrem jsou $w_d^+ = 0,975 \text{ kN/m}^2$ a $w_d^- = -0,63 \text{ kN/m}^2$.

Vhodné statické schéma pro posouzení únosnosti stěn s tímto konstrukčním řešením je s využitím postupu z [10] rámový výsek o jednotkové šířce. U tohoto výpočtového modelu musíme uvážit rozdílné tuhosti stropu tvořícího příčel rámu a stěny, která představuje stojku. Délky prutů rámu jsou rovny světlostem.



Obrázek 8-1 - Výpočetní model pro stanovení vnitřních sil v obvodové stěně

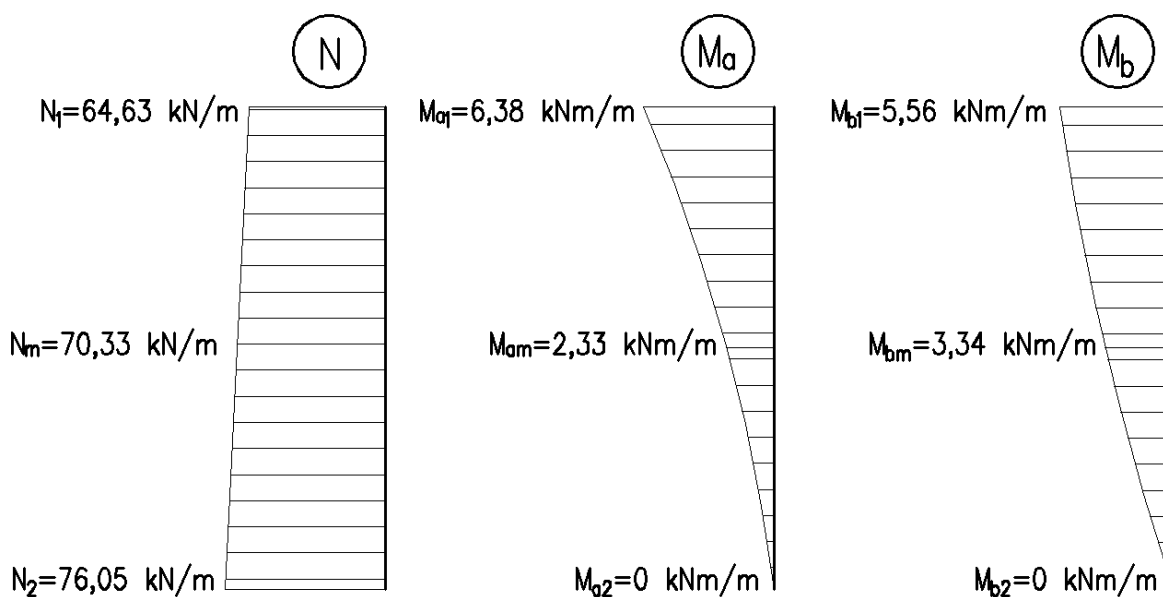
- a) stěna zatížená tlakem větru
- b) stěna zatížená sáním větru



Obrázek 8-2 - Řez stropní konstrukcí (OVN 625 mm) - do výpočtu vstupuje jen železobetonová část průřezu

Průřezové veličiny stropu jsou dány jeho železobetonovou částí – vliv keramických vložek se ve výpočtu neuplatní [6]. Příčel rámu je tedy tvořena prutem délky 4,2 m s průřezem tvaru T (Obrázek 8-2) z betonu C20/25. Stěna působí jako prut s průřezem šířky 1000 mm a výšky 300 mm.

Vnitřní síly na 2x staticky neurčitém rámu byly vypočteny pomocí programu SCIA Engineer. Návrhové hodnoty normálových sil a ohybových momentů vyšetřovaných na rámových výsecích pro stěnu jsou vyobrazeny níže.



Obrázek 8-3 - Vnitřní síly v obvodové stěně

- a) při zatížení tlakem větru
b) při zatížení sáním větru

8.1 Posouzení spolehlivosti

Výpočet stanoví únosnost jednotlivých průřezů stěny, v nichž byly v předchozím textu zjištěny vnitřní síly. Odolnost stěny je snížena vlivem působení ohybových momentů vyvozených zatížením větrem a nesymetrickým uložením stropní desky. Podrobnější komentář k postupu výpočtu únosnosti převážně tlačných prvků byl uveden v kapitole 5.

a) geometrie konstrukce

Účinná výška stěny:

(pro stěny uložené pouze v hlavě a patě železobetonovými stropy, jejichž uložení vyvoluje v hlavě stěny výstřednost, je součinitel $\rho_n = \rho_2 = 1,0$)

$$h_{ef} = h \cdot \rho_n = h \cdot \rho_2 = 1,2,66 = 2,66 \text{ m}$$

Účinná tloušťka stěny:

$$t_{ef} = t = 0,3 \text{ m}$$

Štíhlostní poměr:

$$h_{ef}/t_{ef} = 2,66/0,3 = 8,87 \dots \text{vyhovuje požadavkům ČSN EN 1996-1-1 na mezní štíhlost}$$

b) Ověření spolehlivosti průřezu 1 – v hlavě stěny

Výstřednost normálové síly působící v hlavě stěny e_1 :

$$e_1 = \frac{M_{1d}}{N_{1d}} + e_{init} \geq 0,05t \quad (9.1)$$

$$\frac{M_{1d}}{N_{1d}} \quad \text{výstřednost v hlavě stěny vlivem svislého a vodorovného zatížení [m]} \\ (M_{1d}/N_{1d} = 6,38/64,63 = 98,7 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 98,7 \text{ mm})$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} \quad \text{počáteční výstřednost vyjadřující vliv imperfekcí [m]} \\ (e_{init} = 2,66/450 = 5,91 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 5,91 \text{ mm})$$

$$e_1 = 0,0987 + 0,00591 = 0,1046 \text{ m} \geq 0,05 \cdot 0,3 = 0,015 \text{ m}$$

Zmenšující součinitel v hlavě stěny (ze vztahu 5.4):

$$\phi_1 = 1 - 2 \frac{e_1}{t} = 1 - 2 \frac{0,1046}{0,3} = 0,303$$

Únosnost stěny (platí rovnice 5.2) o jednotkové šířce:

$$N_{Rd,1} = 0,303 \cdot 0,3 \cdot 1,48 \cdot 10^3 = 134,53 \text{ kN/m} > N_{Ed,1} = 64,63 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{stěna v hlavě vyhoví}$$

c) Ověření spolehlivosti průřezu m – uprostřed výšky stěny

Výstřednost normálové síly působící uprostřed výšky stěny e_{mk}

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t \quad (5.5)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{init} \quad (9.2)$$

$$\frac{M_{md}}{N_{md}} \quad \text{výstřednost v polovině výšky stěny vlivem svislého a vodorovného zatížení [m] } (e_m = 3,34/70,33 = 47,5 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 47,5 \text{ mm})$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} \quad \text{počáteční výstřednost vyjadřující vliv imperfekcí [m]} \\ (e_{init} = 2,66/450 = 5,91 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 5,91 \text{ mm})$$

$$e_k = 0,002\Phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{te_m} \quad \text{výstřednost od účinků dotvarování [m]} \\ (e_k = 0 \text{ mm pro stěny se štíhlostí } \leq 15)$$

$$e_{mk} = 0,0475 + 0,00591 + 0 = 0,0534 \text{ m} \geq 0,05 \cdot 0,3 = 0,015 \text{ m}$$

Určení zmenšovacího součinitele Φ_m na základě vztahů 5.7 – 5.9:

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{0,0534}{0,3} = 0,644$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = 8,87 \sqrt{\frac{3,26}{3260}} = 0,28$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,28 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{0,0534}{0,3}} = 0,4159$$

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,644 e^{-\frac{0,4159^2}{2}} = 0,591$$

Únosnost stěny v průřezu m (podle rovnice 5.2):

$$N_{Rd,m} = 0,591 \cdot 0,3 \cdot 1,48 \cdot 10^3 = 262,4 \text{ kN/m} > N_{Ed,m} = 70,33 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{stěna uprostřed své výšky vyhoví}$$

d) Ověření spolehlivosti průřezu 2 – v patě stěny

Výstřednost normálové síly působící v hlavě stěny e_1 :

$$e_2 = \frac{M_{2d}}{N_{2d}} + e_{\text{init}} \geq 0,05t \quad (9.3)$$

$$\frac{M_{2d}}{N_{2d}} \quad \text{výstřednost v patě stěny vlivem svislého a vodorovného zatížení [m]} \\ (M_{2d}/N_{2d} = 0/76,05 = 0 \text{ m} = 0 \text{ mm})$$

$$e_{\text{init}} = \frac{h_{\text{ef}}}{450} \quad \text{počáteční výstřednost vyjadřující vliv imperfekcí [m]} \\ (e_{\text{init}} = 2,66/450 = 5,91 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 5,91 \text{ mm})$$

$$e_2 = 0 + 0,00591 = 0,00591 \text{ m} < 0,05 \cdot 0,3 = 0,015 \text{ m} \Rightarrow e_2 = 0,015 \text{ m}$$

Zmenšující součinitel v patě stěny (ze vztahu 5.4):

$$\Phi_2 = 1 - 2 \frac{e_2}{t} = 1 - 2 \frac{0,015}{0,3} = 0,9$$

Únosnost stěny (ze vztahu 5.2):

$$N_{\text{Rd},2} = 0,9 \cdot 0,3 \cdot 1,48 \cdot 10^3 = 399,6 \text{ kN/m} > N_{\text{Ed},2} = 76,05 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{stěna v patě vyhoví}$$

Z předchozího výpočtu je patrné, že největší vliv na únosnost stěny má ohybový moment působící na zhlaví stěny. Průřez v tomto místě je staticky využitý na 48 %. Návrhová síla na mezi únosnosti v patě a středu stěny je přibližně 4x vyšší než požaduje podmínka spolehlivosti.

8.2 Ověření tuhosti styčnicku

Při výpočtu ohybových momentů na stěnu byl její styk se stropní konstrukcí považován za dokonale tuhý. Ve skutečnosti o tuhosti styčnicku rozhoduje velikost svislé složky reakce od vyššího podlaží. Momenty vyvozené uložením stropu tak mohou být mnohem nižší, než bylo stanoveno výše. Je vhodné ověřit, zda styčník dokáže spolehlivě přenést plnou hodnotu momentu, nebo může dojít k rozevření vodorovných spár mezi stropem a stěnou.

Návrhová síla od horního podlaží:

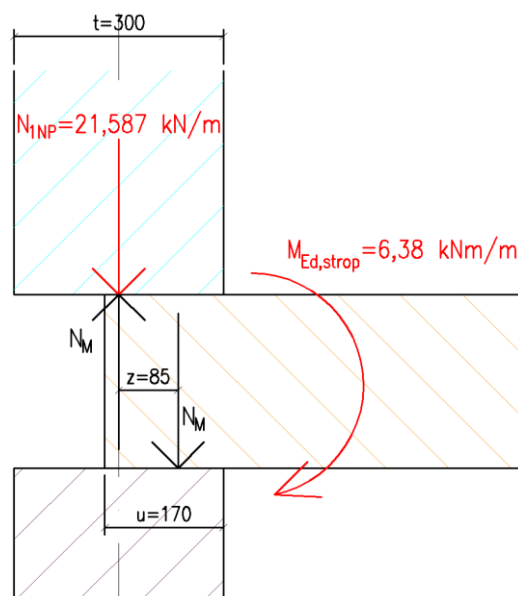
$$N_{1NP} = 21,587 \text{ kN/m}$$

Návrhový ohybový moment ve stropu v místě uložení a moment v hlavě stěny:

$$M_{Ed,strop} = M_{Ed,l} = 6,38 \text{ kN}$$

Vyvolává dvojici sil N_M působící na rameni z ($z \approx 0,5u = 0,5 \cdot 0,17 = 0,085 \text{ m}$):

$$N_M = M_{Ed,strop}/z = 6,38/0,085 = 75,06 \text{ kN/m/m}$$



Obrázek 8-4 - Rozložení sil ve styčnicku stěny se stropem

V každém bodě na konstrukci však musí být splněny statické podmínky rovnováhy. Součet sil působících ve svislém směru však v tomto případě není roven nule. Styčník bude mít jen omezenou tuhost. Musíme proto ohybový moment redukovat tak, aby byla splněna podmínka $\sum F_z = 0$, tedy $N_M = N_{1NP}$.

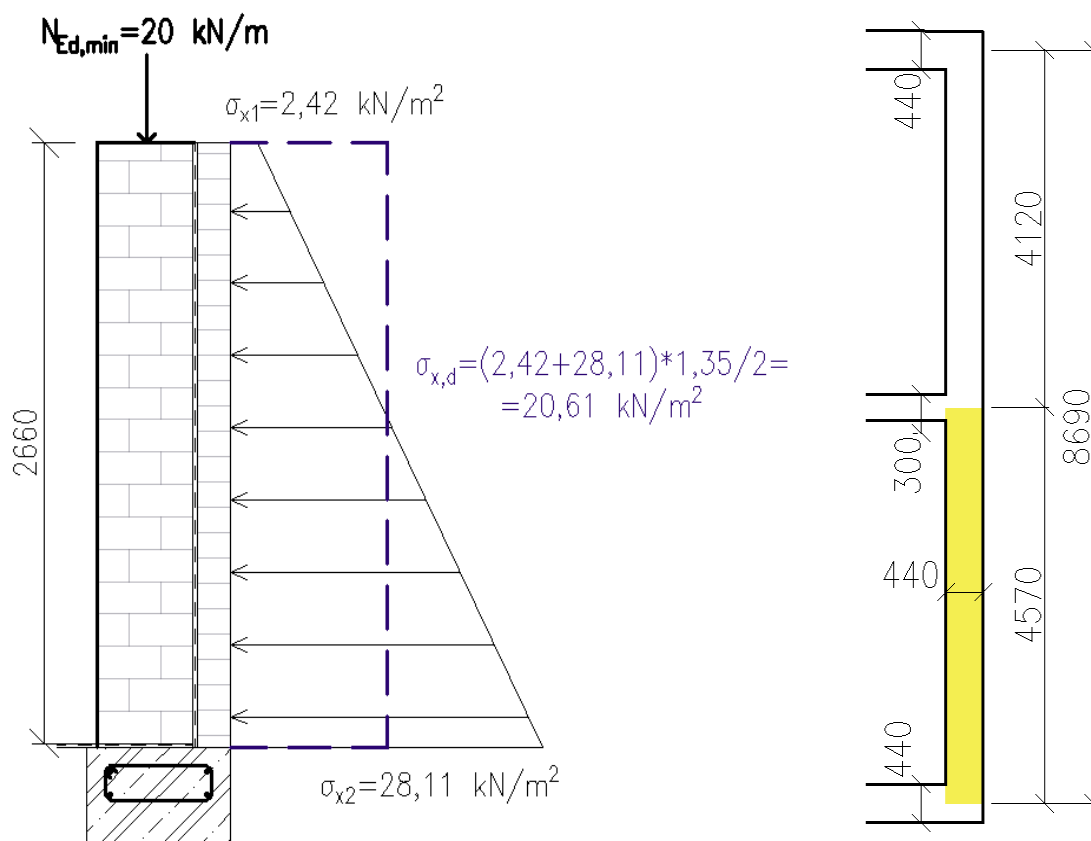
$$M_{Ed,strop,red} = M_{Ed,l,red} = M_{Ed,strop} \frac{N_{1NP}}{N_M} = 6,38 \frac{21,587}{75,06} = 1,835 \text{ kNm/m}$$

Ohybový moment skutečně působící na stěnu je o více než 70 % nižší než bylo stanoveno za předpokladu plné tuhosti styčnicku. Obvodová stěna je tedy namáhána tlakem s nižší výstředností oproti dříve vypočtené, a její únosnost je ve skutečnosti vyšší.

9 Suterénní stěna

Obvodová stěna nacházející se pod hlavním vstupem do domu je v celé své výšce pod úrovní terénu. Musí tak přenést tak nejen svislé zatížení od horního podlaží a stropu, ale také horizontální síly vyvolané bočním tlakem zeminy. Ten ve stěně způsobí ohyb a smykové namáhání. Vzhledem k faktu, že zdivo obecně špatně odolává smyku a ohybu ve srovnání s tlakem, zdivo bude navrženo jako vyztužené.

Výška stěny je 2,66 m a její celková délka 8,69 m. Vnitřní nosná stěna, se kterou staticky spolupůsobí, zde plní funkci podpory a stěnu dělí na 2 pole o délkách 4,12 m a 4,57 m (obrázek 3-2: úseky č. 6 a 7). Přizdívka provedená na rubové straně zdi má pouze chránit izolaci před mechanickým poškozením a nepodílí se na přenosu vnitřních sil. Posudek na ohyb a smyk bude proveden pouze pro pole stěny s délkou 4,57 m, protože lze předpokládat, že kratší stěna se stejnými materiálovými parametry bude mít vyšší únosnost.



Obrázek 9-1 - Řez řešenou suterénní stěnou a půdorysné uspořádání zdi v 1. PP (žlutě je vyznačena stěna posuzovaná v následujících podkapitolách)

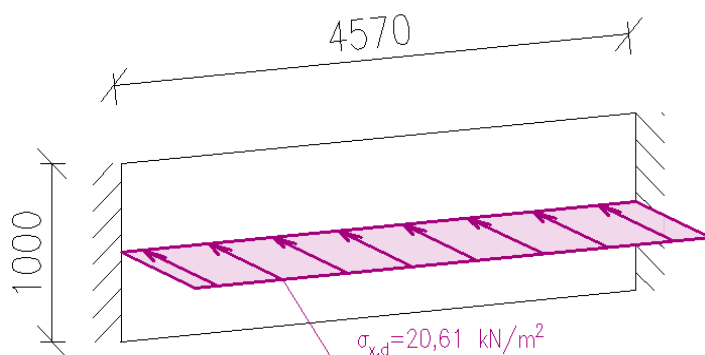
Zdivo suterénní stěny bude provedeno z plných pálených cihel na obyčejnou maltu. Tloušťka zdi bez omítek, které zde nepřispívají k únosnosti, je 440 mm. Každá ložná spára bude opatřena prefabrikovanou výztuží MURFOR. Vlastnosti zdiva byly uvedeny v kapitole 4.1.

Soudržná zemina tvořící násyp vyvolává na plochu suterénní stěny průměrné návrhové zatížení $\sigma_{x,d} = (\sigma_{x,1} + \sigma_{x,2}) \gamma_G / 2 = (2,42 + 28,11) \cdot 1,35 / 2 = 20,61 \text{ kN/m}^2$ (kap. 3.3.2 - Vodorovné zatížení zemním tlakem). Ve své rovině je stěna svisle přitížena stropem a tíhou zdiva 1. NP silou $N_{Ed} = 20 \text{ kN/m}$. Uvažujeme minimální návrhovou hodnotu, jelikož tlak kolmo k ložným spárám působí příznivě při stanovení únosnosti zdiva ve smyku.

9.1 Posouzení únosnosti v ohybu

Stěny zatížené kolmo ke své rovině obvykle působí jako po obvodě podepřené desky. Boční plošné zatížení se dělí do svislého a vodorovného směru v poměru tuhostí příslušných náhradních nosníků o jednotkové výšce/šířce, přičemž se příslušně zvýší tuhost náhradního nosníku s ocelovou výztuží. Norma [3] však zakazuje předpoklad spolupůsobení stěny ve svislé rovině za předpokladu, že její kolaps by narušil statiku budovy jako celku.

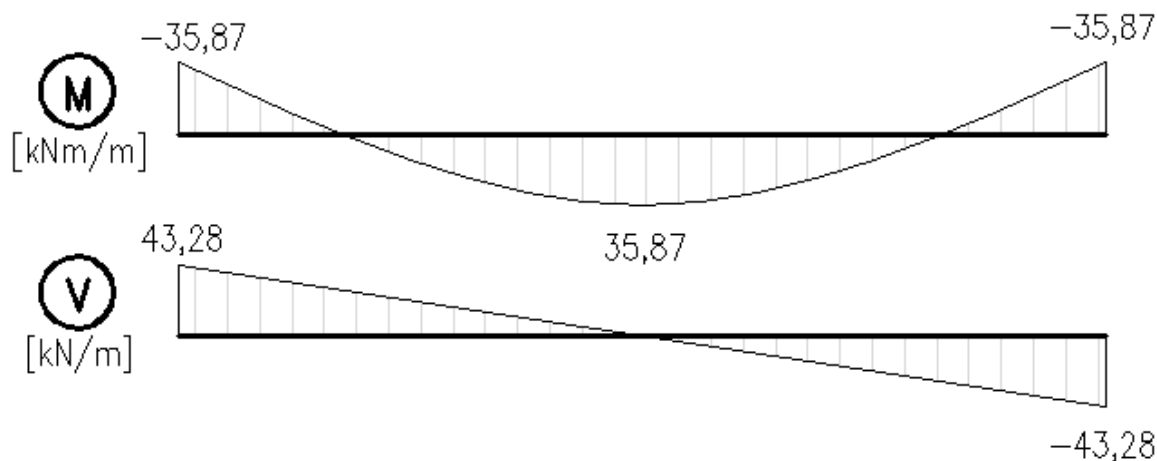
Rozevření ložných spár způsobené ohybovým momentem ve svislém směru by zapříčinilo náhlé zřícení stěny, aniž by bylo možné včas zajistit nouzové opatření pro statické zabezpečení budovy. Při dostatečném svislém přitížení lze připustit předpoklad ortogonálního rozdělení zatížení, avšak pro řešený případ jej nelze využít. Pro výpočet se proto stěna nahradí vodorovným oboustranně vetknutým nosníkem o jednotkové výšce, který musí bezpečně přenést veškeré zatížení do svislých podpor stěny.



Obrázek 9-2 - Schéma náhradního nosníku o jednotkové výšce zatíženého průměrnou hodnotou bočního zemního tlaku v klidu

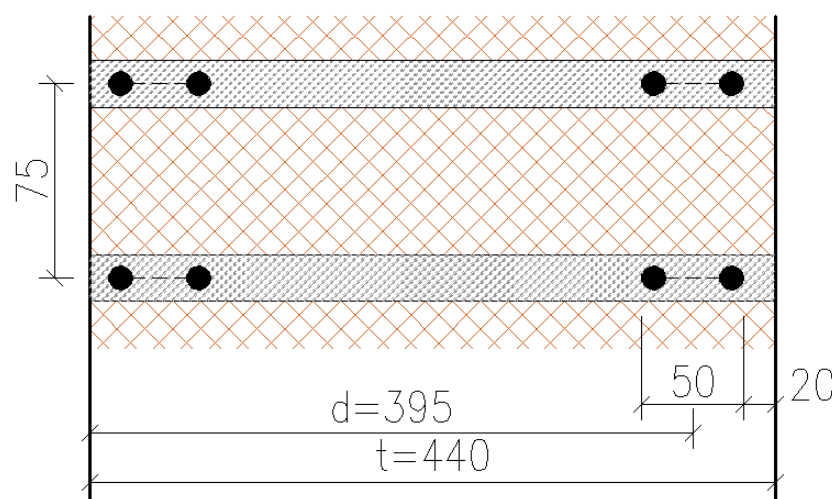
Návrhový ohybový moment uprostřed pole náhradního nosníku a v podpoře:

$$M_{Ed} \approx \pm \frac{1}{12} \sigma_{x,d} L^2 = \pm \frac{1}{12} 20,61 \cdot 4,57^2 = \pm 35,87 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 9-3 - Ohybové momenty a posouvající síly vyvolané tlakem zeminy

V každé ložné spáře je uložena výztuž MURFOR s podélnými pruty kruhového průřezu $\varnothing 5 \text{ mm}$. Jsou zvoleny žebříčky o nejmenší dostupné šířce – 50 mm. Budou uloženy u rubové části průřezu v místech podpor a u lícové strany stěny v poli tak, aby ocel zachytila tahová napětí způsobená ohybovými momenty.



Obrázek 9-4 - Geometrie vyztuženého průřezu – detail spáry

Návrhová pevnost oceli na mezi kluzu:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

Průřezová plocha výztuže na 1 m výšky stěny:

$$A_s = 2 \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{0,075} = 2 \frac{\pi 5^2}{4 \cdot 0,075} = 523,6 \text{ mm}^2 >$$

$> A_{s,\min} = 0,00015 b_x t = 0,00015 \cdot 1000 \cdot 440 = 66 \text{ mm}^2 \dots$ požadavek [3] je splněn

Omezení rozpětí ohýbaných prvků podle [3]:

$L/d = 4,57/0,395 = 11,57 < 45 \dots$ požadavek [3] pro stěny staticky působící jako spojitý nosník je splněn

Rameno vnitřních sil v ohýbaném vyztuženém průřezu:

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{b d f_{hd}} \right) < 0,95 d \quad (10.1)$$

$$z = 0,395 \left(1 - 0,5 \frac{523,6 \cdot 10^{-6} \cdot 434,78}{1,0395 \cdot 0,584} \right) = 0,2 \text{ m} < 0,95 \cdot 0,395 = 0,356 \text{ m}$$

\dots požadavek [3] je splněn

Návrhová hodnota momentu únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z \leq 0,4 f_{hd} b d^2 \quad (10.2)$$

$$M_{Rd} = 523,6 \cdot 434,78 \cdot 0,2 \cdot 10^{-3} = 45,53 \text{ kNm/m} \leq 0,4 \cdot 584 \cdot 1,0395^2 = 36,44 \text{ kNm/m}$$

Moment únosnosti získaný výpočtem na základě předpokladu o rozdělení napětí v průřezu je vyšší než normou stanovený limit. Toto omezení podchycuje případy, kdy by výsledné napětí v tlačené části průřezu převyšovalo pevnost zdiva. Maximální moment únosnosti, na nějž se má konstrukce posuzovat, je podle Eurokódu 6 [3] $M_{Rd} = 36,44 \text{ kNm/m}$.

Posouzení:

$$M_{Rd} = 36,44 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 35,87 \text{ kNm/m} \Rightarrow \textbf{stěna vyhoví v ohybu}$$

Posuzovaná konstrukce sice splňuje požadavek na mezní stav únosnosti, ale průřez je v ohybu využit na 98,4 %. Únosnost stěny se stejným složením zdiva by mohla být zvýšena jiným uspořádáním výztuže (zvýšení účinné výšky průřezu). Jelikož je však podmínka spolehlivosti splněna, není potřeba navrhnout opatření pro zvýšení bezpečnosti konstrukce.

9.2 Posouzení únosnosti ve smyku

Největší posouvající síly působí v líci svislých podpor stěny. Návrhová hodnota posouvající síly v místě uložení je na 1 m výšky stěny:

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \sigma_{x,d} l_{cl} = \frac{1}{2} 20,61.4,2 = 43,28 \text{ kN/m}$$

Návrhová hodnota únosnosti stěny ve smyku je dána součinem návrhové pevnosti zdiva ve smyku a plochy, která smyku vzdoruje. Charakteristická pevnost zdiva ve smyku pro zdivo se styčnými spárami zcela vyplněnými maltou a svisle přetížené se vypočítá takto:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq 0,065f_b \quad (10.3)$$

Návrhové napětí v tlaku v hlavě stěny za předpokladu, že se neuplatní vlastní tíha zdiva:

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed,min}}{t} = \frac{0,02}{0,44} = 0,0455$$

Charakteristická pevnost zdiva ve smyku ($f_{vk0} = 0,2 \text{ MPa}$ pro maltu M 2,5):

$$f_{vk} = 0,2 + 0,4.0,0455 = 0,22 \text{ MPa} \leq 0,065.11,55 = 0,75 \text{ MPa} \dots \text{požadavek [3] je splněn.}$$

Návrhová pevnost zdiva ve smyku:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,22}{2,2} = 0,1 \text{ MPa}$$

Smyková únosnost průřezu stěny v líci svislé podpory:

$$V_{Rd} = f_{vd} b t = 100.0,44.1 = 44 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 43,28 \text{ kN/m} \Rightarrow \textbf{průřez stěny o jednotkové výšce vyhoví ve smyku}$$

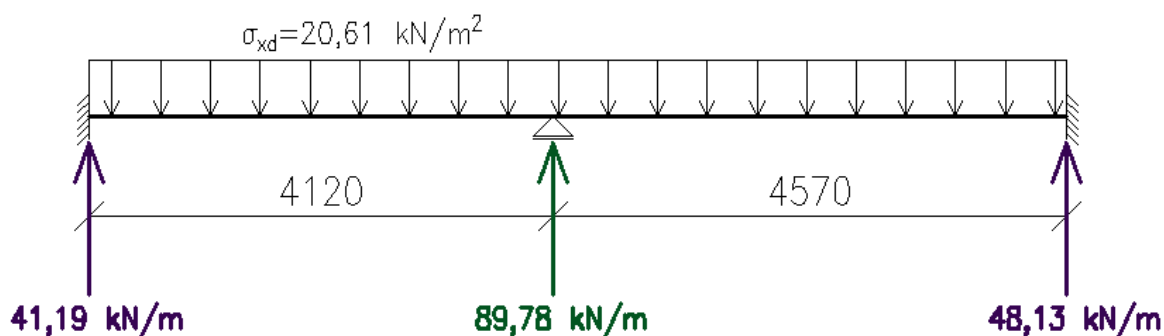
V předcházejícím posudku suterénní stěna vyhověla s rezervou pouze 1,64 %. Ve výpočtu však pro zjednodušení nebyla zohledněna ocelová podélná výztuž, jejíž přítomnost smykovou únosnost průřezu jistě zvyšuje.

K vyšší únosnosti by se také dalo dostat tak, že bychom reakci v podpoře neuvažovali spojitou, ale s lichoběžníkovým průběhem, odpovídajícím reálnému zatížení. V horním průřezu stěny, kde je nejnižší přetížení, a tedy nejnižší smykovaná únosnost, působí reálně nejmenší posouvající síla. Naopak, v patním průřezu, kde je posouvající síla největší, bude smykovaná únosnost navýšena díky účinkům vlastní tíhy celé opěrné zdi.

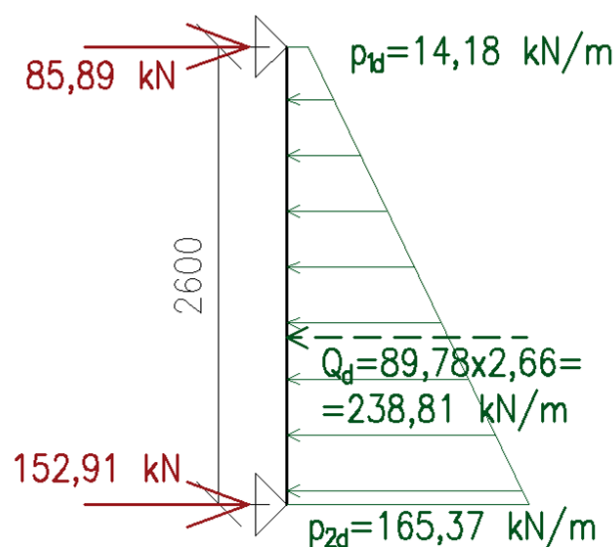
10 Smyková stěna

Vnitřní podélná nosná stěna budovy, na níž jsou oboustranně uloženy stropy, plní také funkci podpory pro obvodovou stěnu zatíženou zeminou. Ztužuje objekt vůči horizontálním silám zapříčiněným zemním tlakem, a tak přispívá k celkové stabilitě budovy.

Stěna je provedena z tvárnic Porotherm a obyčejné malty. Její tloušťka je 300 mm a výšku má shodou se světlou výškou podlaží – 2,66 m. Celková délka nosné stěny je 9,5 m. Ve stěně se nachází dveřní otvor ve vzdálenosti 4,1 m od líce suterénní stěny, na níž je kolmo připojena. Ten brání dalšímu přenosu posouvajících sil, proto se předpokládá, že stěna působí ve smyku pouze v této části. Na smykové únosnosti se podílí také spolupůsobící části obvodové stěny – příruby.



Obrázek 10-1 Zatížení zeminou na obvodovou stěnu a reakce do kolmých smykových stěn (na 1 m výšky stěn)



Obrázek 10-2- Vodorovné zatížení smykové stěny ve své rovině

Stěna je v patě uložena na hydroizolaci. Aby nedošlo k usmýknutí podél celého patního průřezu, je konstrukce podlahy (tl. 160 mm) navržena dostatečně tuhá tak, aby k posunu po hydroizolaci nedošlo.

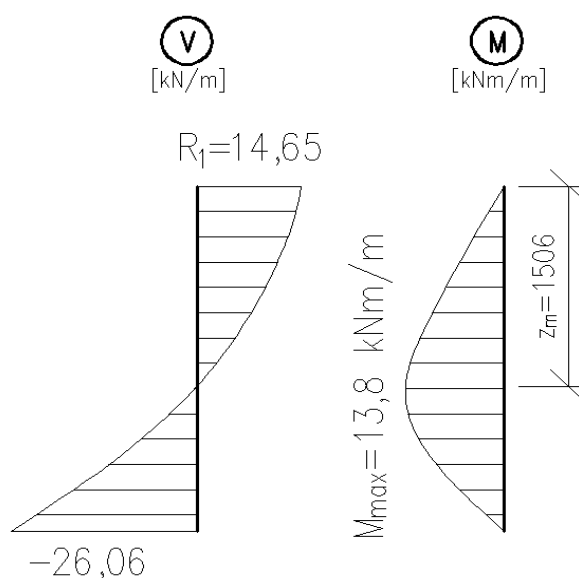
Zdicí prvky použité pro smykovou a obvodovou stěnu mají rozdílný výškový modul. Z tohoto důvodu nemohou být v místě jejich křížení propojeny cihelnou vazbou. Spolupůsobení obou stěn je zajištěno ocelovými spojkami. Ty jsou vloženy do ložných spár tak, aby v dostatečné délce přesahovaly do obou stěn zároveň. Z rozměrů použitých cihel vyplývá umístění spojek v osové vzdálenosti 750 mm – to odpovídá každé 3. ložné spáře vnitřní stěny a každé 10. ložné spáře obvodové stěny.

10.1 Přípravné výpočty

Pro posouzení stěny uvažujeme následující zatížení:

Ze statické analýzy byla zjištěna hodnota maximální posouvající síly 152,91 kN s působením v patě stěny. Eurokód 6 [3] připouští snížení této síly o 15 %, pokud lze předpokládat, že zbývající reakce od bočně zatížené stěny se příslušně zvětší. Kolmé obvodové stěny z pálených cihel mají oproti vnitřní stěně ze zdiva na pero a drážku vyšší pevnost ve smyku, takže posouvající síly přenesou bezpečně. Posouvající síla, které je stěna vystavena, se tedy sníží z 152,91 kN na 129,97 kN.

Pro zjištění velikosti ohybového momentu působícího v rovině stěny jsem vycházela z reálného lichoběžníkového průběhu (Obrázek 3-3). Výsledná charakteristická hodnota ohybového momentu (lišící se od hodnoty počítané z konstantního průběhu zatížení pouze o 0,3 kNm) v rovině stěny je po přenásobení zatěžovací šířkou:



Obrázek 10-3 - Průběh posouvajících sil a ohybových momentů od bočního tlaku zeminy v rovině smykové stěny

$$M_{\max} = R_1 z_m - \frac{\sigma_{x1} z_m^2}{2} - \frac{(\sigma_{x2} - \sigma_{x1}) z_m^3}{6h} =$$

$$= 14,65 \cdot 1,506 - \frac{2,42 \cdot 1,506^2}{2} - \frac{(28,21 - 2,42) \cdot 1,506^3}{6 \cdot 2,66} = 13,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ek} = M_{\max}(4,12 + 4,57)/2 = 13,8 \cdot 4,4 = 60,72 \text{ kNm}$$

Tabulka 10-1 - Zatížení působící na smykovou stěnu

Normálová síla [kN/m]				Ohybový moment [kNm]		Posouvající síla v patě stěny [kN]	
V hlavě		V patě					
$N_{Ek1,min}$ ($N_{Ed1,min}$)	21,72	$N_{Ed2,min}$ ($N_{Ek2,min}$)	30,18	M_{Ek}	60,72	V_{Ed} (152,91.0,85)	129,97
$N_{Ed1,max}$	38,15	$N_{Ed2,max}$	49,57	M_{Ed}	81,97		

Určení rozměrů přírub:

$$l_p = l_{p1} = l_{p2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_{\text{tot}}}{5} = \frac{2,66}{5} = 0,532 \text{ m} \\ \frac{l_{s1}}{2} = \frac{3,75}{2} = 1,875 \text{ m} \\ \frac{h_{sv}}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m} \\ 6t_p = 6 \cdot 0,44 = 2,64 \text{ m} \end{array} \right\} = 0,532 \text{ m}$$

Plocha stěny včetně přírub:

$$A = t \cdot l_s + (2 \cdot l_p + t) \cdot t_p = 0,3 \cdot 4,1 + (2 \cdot 0,532 + 0,3) \cdot 0,44 = 1,83 \text{ m}^2$$

Pevnost zdicího prvku (Porotherm 30):

$$f_b = \delta \eta f_u = 1,138 \cdot 1 \cdot 10 = 11,38 \text{ MPa}$$

Pevnost zdiva ve smyku pro zdivo se styčnými spárami nevyplněnými maltou:

$$f_{vk} = 0,5 f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \leq 0,045 f_b \quad (11.1)$$

Maximální posouvající síla vzniká ve styku stěny se základovou konstrukcí. V tomto průřezu bude proveden posudek na smykové namáhání, a proto volím hodnotu svislého přitížení právě k patě stěny.

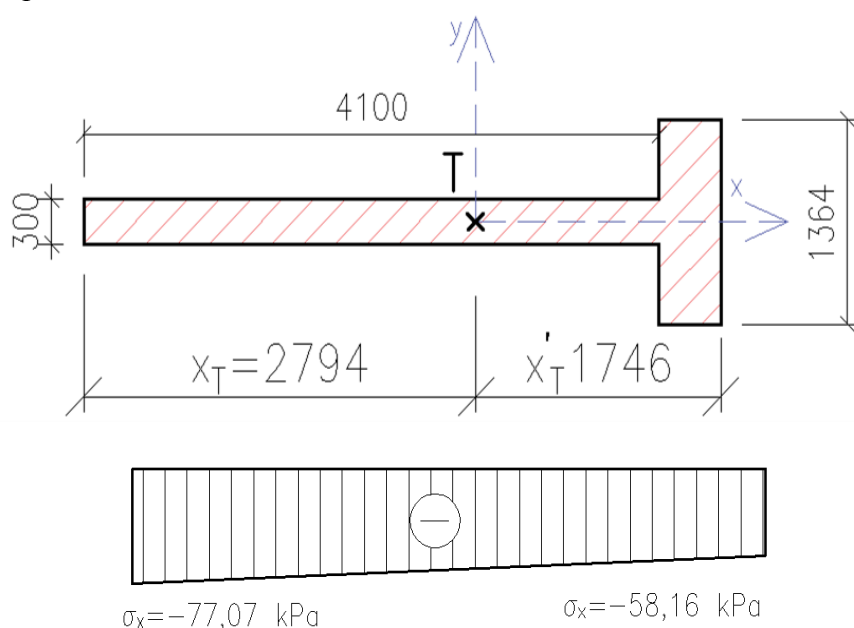
$$f_{vk} = 0,5 \cdot 0,2 + 0,4 \frac{0,03018 \cdot 4,1}{1,83} = 0,127 \text{ MPa} \leq 0,045 \cdot 11,38 = 0,512 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,127}{2,2} = 0,058 \text{ MPa}$$

10.2 Ověření únosnosti smykové stěny

a) Ověření vzniku tahových napětí v patním průřezu

Při charakteristickém zatížení $N_{Ek2,min}$ a M_{Ek} na smykovou stěnu nesmí vzniknout v žádné části průřezu tah.



Obrázek 10-4 - Geometrie průřezu smykové stěny včetně přírub a průběh normálového napětí v patním průřezu

Moment setrvačnosti patního průřezu smykové stěny včetně přírub:

$$I = 17,95 \text{ m}^4$$

Modul průřezu:

$$W = \frac{I}{\max(x_t; x'_t)} = \frac{17,95}{2,794} = 6,42 \text{ m}^3$$

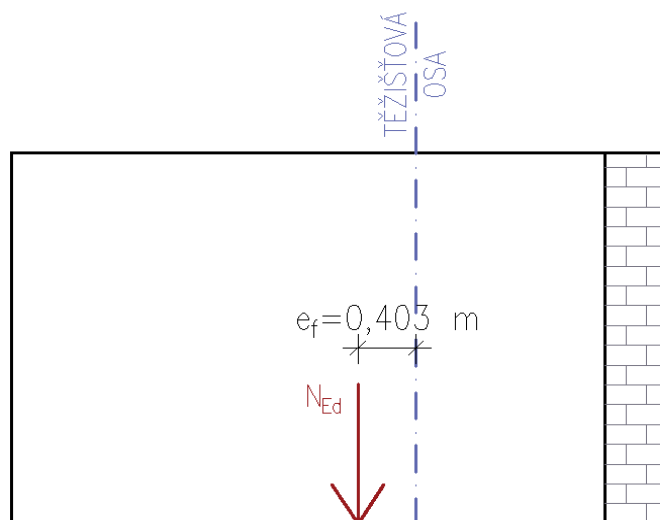
Normálové napětí v patě stěny:

$$\sigma = -\frac{N_{Ek2,min} \cdot l_s}{A} \pm \frac{M_{Ek}}{W} = -\frac{30,18 \cdot 4,1}{1,83} \pm \frac{60,72}{6,42} = \begin{cases} -58,16 \text{ kPa} \\ -77,07 \text{ kPa} \end{cases}$$

Normálové napětí je při působení charakteristického zatížení tlakové v celém patním průřezu stěny.

b) Ověření spolehlivosti stěny v tlaku

Únosnost stěny v tlaku se stanovuje pro návrhové hodnoty zatížení M_{Ed} a $N_{Ed,max}$. Při vyloučení tažené části patního průřezu nesmí normálové napětí ve stěně překročit pevnost zdiva v tlaku. Ohybový moment se do výpočtu zavede jako výstřednost, na níž působí normálová síla. Plocha tlačené oblasti bude stanovena za předpokladu, že normálová síla má působiště v těžišti této plochy.



Obrázek 10-5 - Působiště normálové síly

Výstřednost normálové síly:

$$e_f = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed,max} \cdot l_s} = \frac{81,97}{49,574,1} = 0,403 \text{ m}$$

Výpočet délky tlačené oblasti:

I. Tlačená je jen stěna bez přírub:

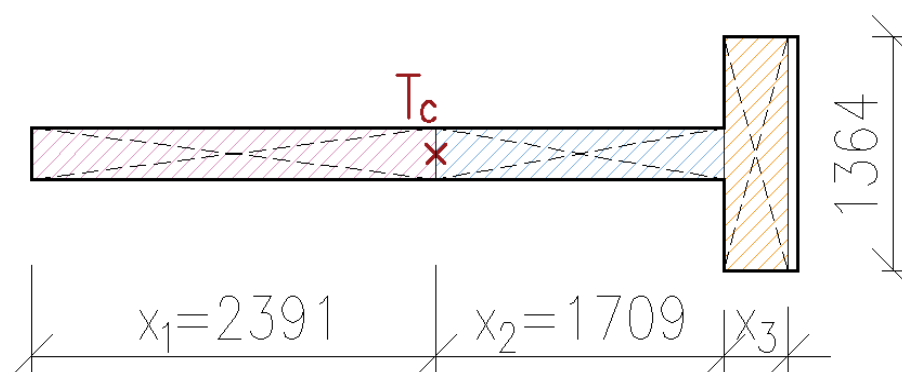
$$x_1 t \frac{x_1}{2} = x_2 t \frac{x_2}{2}$$

$$\frac{2,391^2}{2} 0,3 = \frac{x_2^2}{2} 0,3$$

$$x_2 = 2,391 \text{ m} > 1,709 \text{ m}$$

→ Tlačená plocha zahrnuje také spolupůsobící příruby

II. Tlačené jsou i příruby:



Obrázek 10-6 - Plocha tlačené oblasti

$$x_1 t \frac{x_1}{2} = x_2 t \frac{x_2}{2} + x_3 \cdot 1,364 \left(\frac{x_3}{2} + x_2 \right)$$

$$\frac{2,391^2}{2} 0,3 = \frac{1,709^2}{2} 0,3 + x_3 \cdot 1,364 \left(\frac{x_3}{2} + 1,709 \right)$$

$$x_3 \doteq 0,25 \text{ m}$$

Celková plocha tlačené části patního průřezu:

$$A_c = l_{st} + x_3(2l_p + t) = 4,10,3 + 0,25 \cdot 1,364 = 1,57 \text{ m}^2$$

Napětí v tlačené části patního průřezu:

$$\sigma_c = N_{Ed, \max} l_s / A_c = 49,57 \cdot 4,1 / 1,57 = 129,45 \text{ kPa}$$

Normálová síla na jednotku délky stěny vyvolaná kombinací $N_{Ed, \max}$ a M_{Ed} působící v patě stěny ($n_{Ed,2}$) a uprostřed výšky stěny ($n_{Ed,m}$):

$$n_{Ed,2} = l t \sigma_c = 1,0,3 \cdot 129,45 = 38,84 \text{ kN/m}$$

$$n_{Ed,m} = n_{Ed,2} - 2,66/2 \cdot 3,18 \cdot 1,35 = 33,13 \text{ kN/m}$$

Posouzení v tlaku (postup výpočtu je podrobně popsán v kapitole 5):

$$h_{ef} = \rho_3 h = 0,732 \cdot 2,66 = 1,95 \text{ m}$$

$$t_{ef} = t = 0,3 \text{ m}$$

$$h_{ef}/t_{ef} = 1,95/0,3 = 6,5 < 27 \dots \text{splněno}$$

I. Posouzení průřezu v patě stěny:

$$e_2 = \frac{M_{2d}}{N_{2d}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t$$

$$\frac{M_{2d}}{N_{2d}} = e_{he} = 0$$

$$e_2 = e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{1,95}{450} = 0,0043 \text{ m} < 0,05 \cdot 0,3 = 0,015 \text{ m} \Rightarrow e_2 = 0,015 \text{ m}$$

$$\Phi_2 = 1 - 2 \frac{e_2}{t} = 1 - 2 \frac{0,015}{0,3} = 0,9$$

$$n_{Rd,2} = \Phi_2 b t f_d = 0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 1480 = 399,6 \text{ kN/m} > n_{Ed,2} = 38,84 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{stěna v patě}$$

vyhoví v tlaku při vyloučení působení tažené části průřezu

II. Posouzení průřezu uprostřed výšky stěny:

$$e_{mk} = e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{1,95}{450} = 0,0043 \text{ m} < 0,05 \cdot 0,3 = 0,015 \text{ m} \Rightarrow e_{mk} = 0,015 \text{ m}$$

Zmenšující součinitel uprostřed výšky stěny byl stanoven na základě výstřednosti působícího zatížení a geometrie stěny z tabulky v příloze k normě [3].

$$\Phi_m = 0,8795$$

$$n_{Rd,m} = \Phi_m b t f_d = 0,8795 \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 1480 = 390,5 \text{ kN/m} > n_{Ed,m} = 33,13 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{stěna}$$

uprostřed své výšky vyhoví v tlaku při vyloučení působení tažené části průřezu

c) Ověření smykové únosnosti stěny

Únosnost části stěny vyzděné z cihelných bloků bez styčných spár vyplněných maltou:

$$V_{Rd,PTH} = f_{vd} l_s = 58 \cdot 0,3 \cdot 4,1 = 71,34 \text{ kN}$$

Únosnost části stěny vyzděné z plných cihel se styčnými spárami vyplněnými maltou:

- Svislé přetížení přírub přispívající k pevnosti ve smyku (zahrnuje zatížení stropní konstrukcí, tíhou zdiva 1. NP a vlastní tíhou stěny – vztaženo k patnímu průřezu):

$$\sigma_d = \frac{(19,57 \cdot 10^{-3} + 19,044 \cdot 2,66 \cdot 10^{-3}) \cdot 1,364}{0,44 \cdot 1,364} = 0,095 \text{ MPa}$$

- Charakteristická pevnost ve smyku – podle vztahu (10.3):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d = 0,2 + 0,4 \cdot 0,095 = 0,238 \text{ MPa}$$

- Návrhová pevnost ve smyku:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,238}{2,2} = 0,108 \text{ MPa}$$

- Návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,CPP} = f_{vd}t(2l_p + t_s) = 108 \cdot 0,44 \cdot 1,364 = 64,82 \text{ kN}$$

Ověření celkové únosnosti smykové stěny včetně přírub:

$$V_{Rd} = V_{Rd,PTH} + V_{Rd,CPP} = 71,34 + 64,82 = 136,82 \text{ kN} > V_{Ed} = 129,97 \text{ kN} \Rightarrow \textbf{stěna vyhoví ve smyku}$$

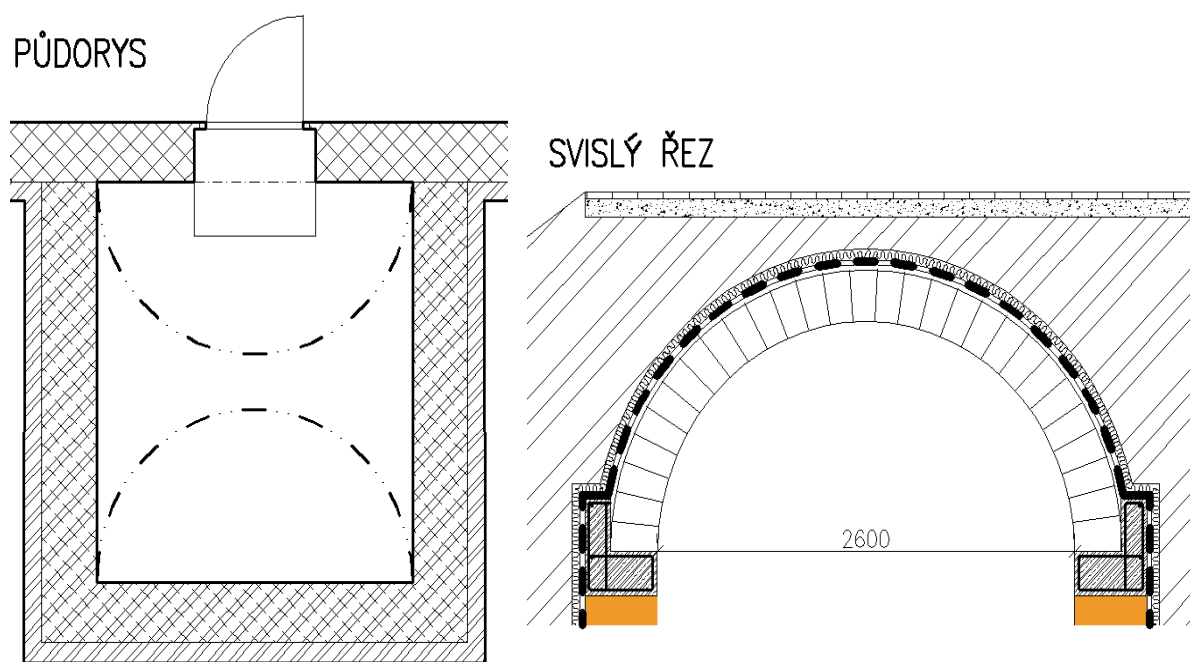
Únosnost smykové stěny v mezním stavu únosnosti je dostačující ve všech ověřovaných kombinacích zatížení a bezpečně přeneše vodorovné účinky zemního tlaku do navazujících konstrukcí. Nejproblematictější místem výpočtu je smyková únosnost stěny. Pevnost zdiva s nevymaltovanými styčnými spárami je poloviční ve srovnání se zdivem prováděným tradičním způsobem. Pokud bychom neuvažovali spolupůsobení přírub stěny vyzděných z plných cihel, stěna by ve smyku nevyhověla o 45 %.

Velmi příznivý vliv na posouzení stěny měl také fakt, že Eurokód připouští snížení výsledné posouvající síly o 15 %. Za předpokladu, že by na průřez stěny působila síla v plné hodnotě, muselo by se přejít k určitým konstrukčním opatřením, které by vedly k neúměrnému zvýšení náročnosti při provádění stavby. Jedním z řešení by bylo zaměnit zdicí prvky smykové stěny za plnou pálenou cihlu, čímž by se zvýšila smyková únosnost vlivem vyplnění styčných spár maltou. Tímto by však vznikl problém při napojení na navazující zdivo v 1. PP objektu. Další z možností by bylo zakomponování svislé ocelové výztuže zabetonované do kapes ve zdivu. Výztuž by byla zakotvena do základového věnce nacházejícího se bezprostředně pod stěnou.

11 Klenba

Klenba jako stropní konstrukce byla historicky jedním z nejpoužívanějších konstrukčních prvků stavitelství. Než se začalo využívat železobetonu jako nejčastěji používaného materiálu pro výstavbu stropních konstrukcí, se zděné klenby stavěly v případech, kdy bylo jejich použití vhodnější oproti dřevěným trámovým stropům. Jejich výhody ve srovnání s dřevěnými stropy spočívají zejména ve vysoké trvanlivosti ve vlhkém prostředí. Mají také vyšší požární odolnost a jsou provedeny z nehořlavých materiálů. Klenbové stropy mají schopnost dobře akusticky izolovat díky své vysoké plošné hmotnosti.

Nejčastěji se vyskytovaly klenby valené (pro jejich jednoduchost při provádění). Do reprezentačních prostorů se navrhovaly i složitější tvary kleneb (křížová, zrcadlová, klášterní, kopule a mnoho dalších). Dnes se použití tradičních kleneb zredukovalo na rekonstrukce historických budov. Na vině je vysoká pracnost zdění kleneb a velká konstrukční výška stropní konstrukce, která vede k většímu množství spotřebovaného materiálu.



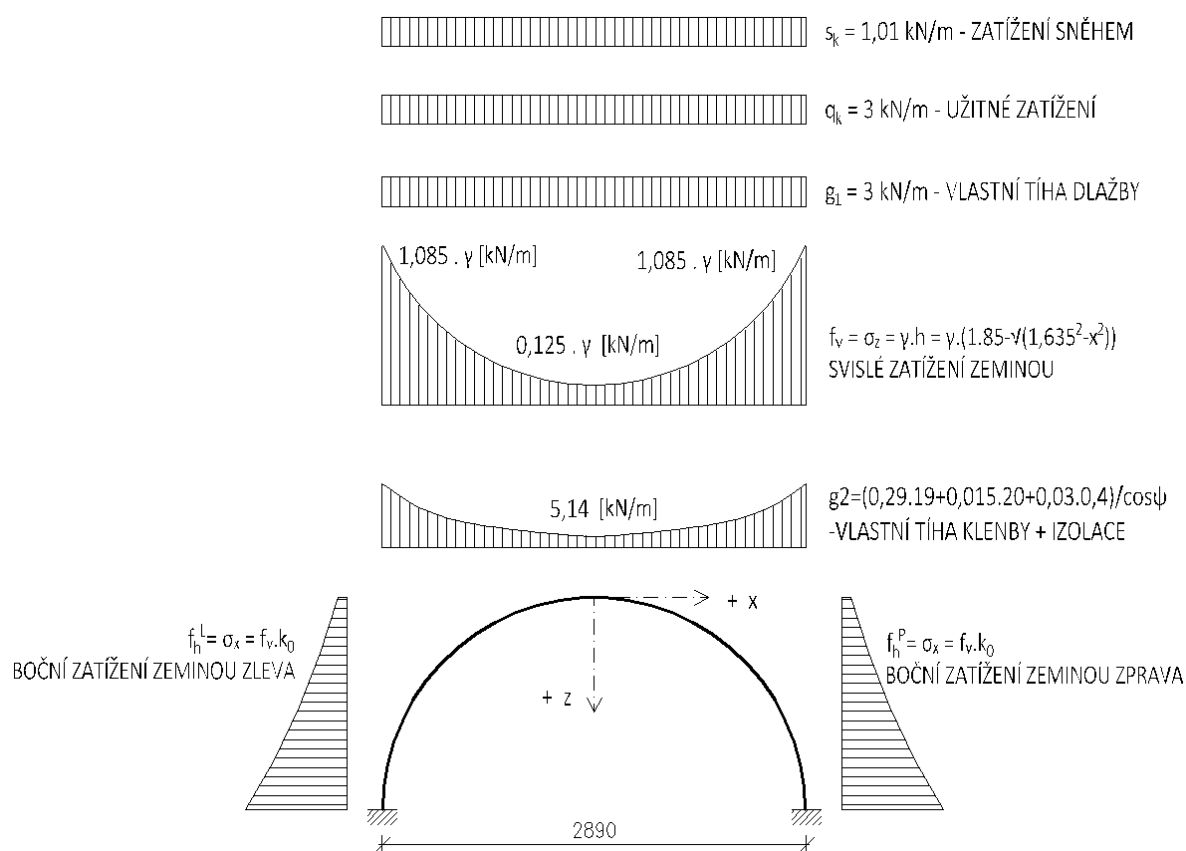
Obrázek 11-1 - Půdorys a řez řešenou konstrukcí

Stropní konstrukci sklepního prostoru tvoří půlkruhová valená klenba o světlosti 2,6 m zděná na vazákové vazbu (tl. zdiva 290 mm). Pro zdění byly použity cihly plné pálené (český formát) o pevnosti 15 MPa a obyčejná předpisová malta vápenocementová o pevnosti

2,5 MPa (vlastnosti viz kap. 4.1). Izolační souvrství klenby je sestaveno z maltové zálivky, asfaltového pásu a deskami z extrudovaného polystyrenu. Pateční spára je uložena na pozdním věnci, který je vybetonován do ozubu pro zachycení vodorovných sil a zajištění vetknutí. Prostor řešeného sklípku vystupuje mimo půdorys stavby. Klenba je zasypaná zemínou do výšky 125 mm nad vrcholem. Nad konstrukcí se nachází terasa vydlážděná betonovou dlažbou ve šterkovém loži.

11.1 Statické působení

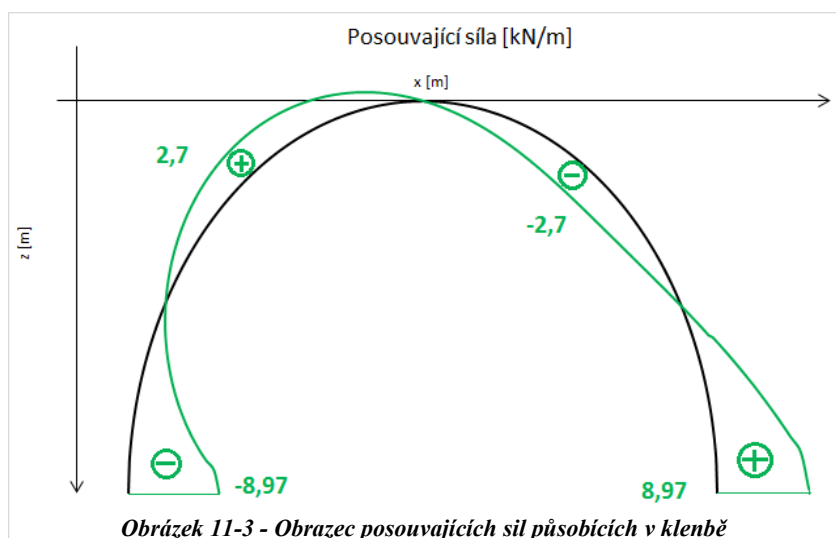
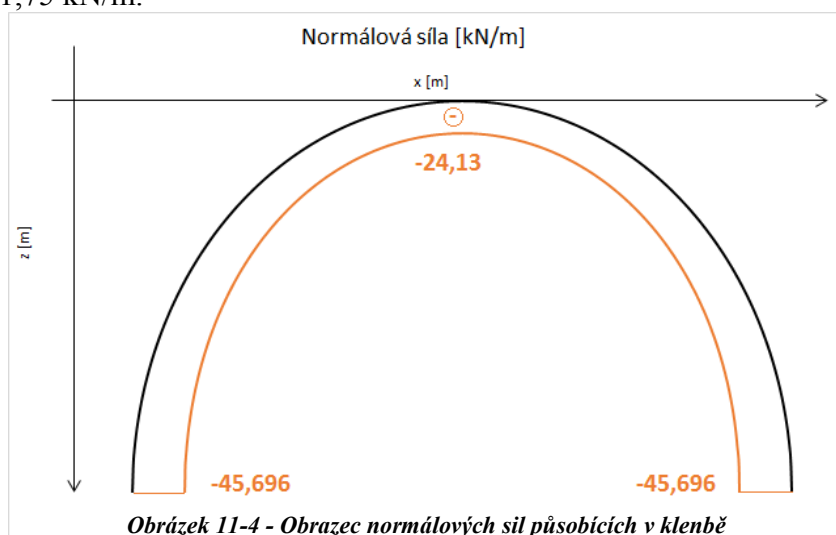
Valené klenby mají výborné vlastnosti při tlakovém namáhání. Ohybové momenty dokáže přenést jen za předpokladu, že v průřezu působí dostatečně velká tlaková normálová síla, a v krajních vláknech průřezu nedojde k tahovým napětím. V závislosti na velikosti vzepětí a rozponu klenby vznikají v jejích patních spárách různé velké vodorovné reakce. Ty musí být bezpečně zachyceny tuhými dostatečně neposuvnými podporami, jinak hrozí kolaps konstrukce.

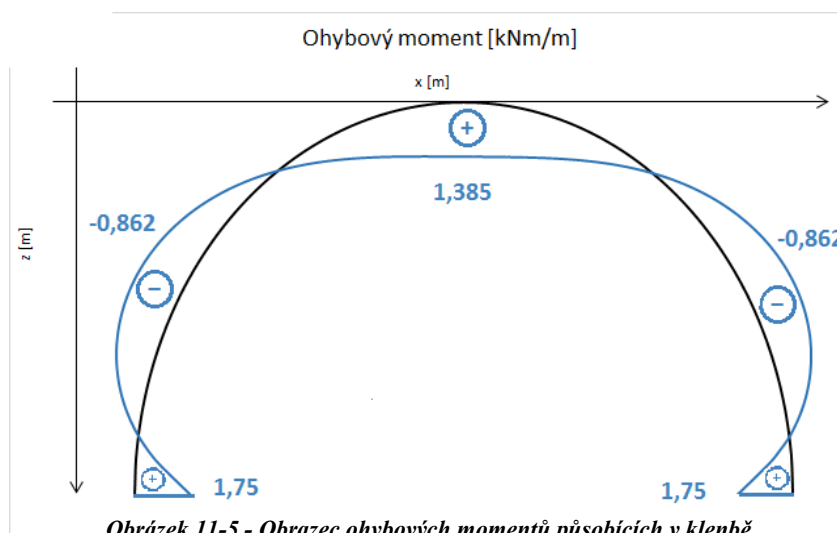


Obrázek 11-2 - Statické schéma a zatížení na valenou klenbu

Konstrukce je zatížena působením sněhu, užitého zatížení, vlastní tíhou betonové dlažby, svislým a vodorovným tlakem zeminy a vlastní tíhou zdiva. Jelikož dostupné softwary pro řešení statických úloh neumožňují zadání zatížení se složitějším průběhem než lineárním, bylo nutné vyřešit průběh vnitřních sil numericky pomocí silové metody.

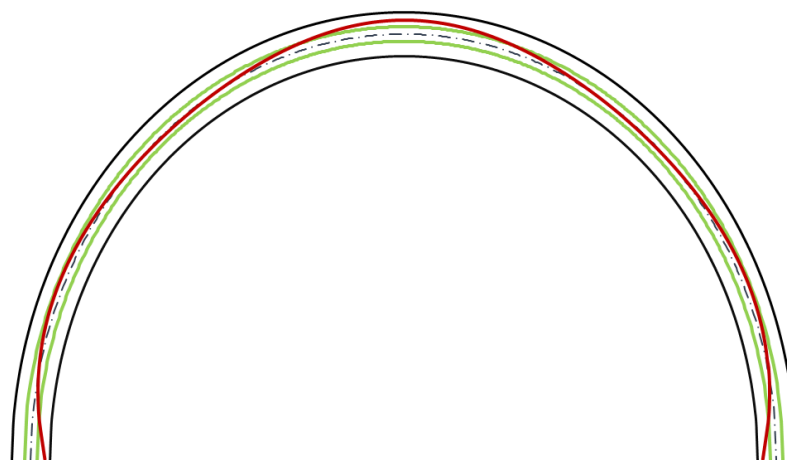
Klenby reálně působí jako skořepiny. Díky jednoduché geometrii posuzované konstrukce však mohou skořepinu nahradit 3x staticky neurčitým rovinným obloukem o jednotkové šířce. Jako statické schéma byl zvolen kruhový půloblouk o rozpětí 2,89 m, na obou koncích podepřený vetknutě. Průřez oblouku má výšku 290 mm a šířku 1000 mm. Pro umožnění numerického řešení byl oblouk nahrazen soustavou přímých prutů, na nichž byly stanoveny jednotlivé složky účinků zatížení. Maximální normálová síla v klenbě je $N_{Ed} = -45,696 \text{ kN/m}$, maximální posouvající síla $V_{Ed} = 8,97 \text{ kN/m}$, maximální ohybový moment $M_{Ed} = 1,75 \text{ kN/m}$.



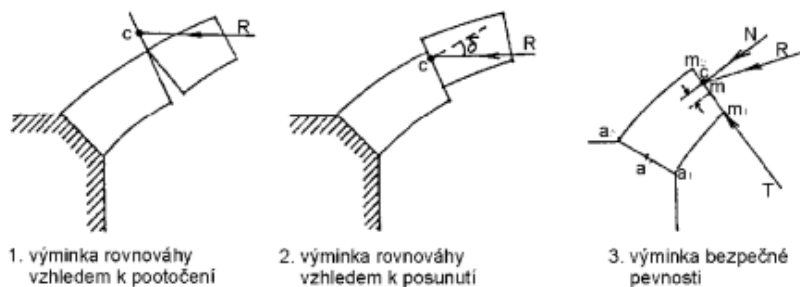


11.2 Ověření spolehlivosti

Postup navrhování a posuzování zděných kleneb není definován Eurokódem 6. Pro statické řešení použijí vztahy uvedené v [12],[13]. Vnitřní síly a napětí jsou stanoveny na základě teorie pružnosti, přičemž se přihlíží k specifickým vlastnostem zdiva jako materiálu.



VÝMINKY ROVNOVÁHY KLENBY



Obrázek 11-6 - Výminky rovnováhy pro posuzování kleneb, převzato z [12]

Při statickém řešení kleneb se podle [12] uvažují 3 podmínky spolehlivosti:

I. Výminka rovnováhy vzhledem k pootočení

V libovolném průřezu klenby nesmí výstřednost, na níž působí normálová síla, překročit čtvrtinu tloušťky průřezu ($e \leq t/4$). Kdyby tato situace nastala, mohlo by dojít k rozevření ložných spár a k následnému kolapsu konstrukce. Tato podmínka zde přímo ovlivňuje návrh. Při zadané geometrii a typu zatížení má největší vliv na únosnost.

Největší excentricita zde vzniká ve vrcholu klenby, v místě s nejnižší normálovou silou. V patě klenby je sice vyšší hodnota ohybového momentu, ale díky většímu přitížení se výstřednost snižuje.

$$\text{Výstřednost ve vrcholu klenby } e_1 = M_1/N_1 = 1,385/24,13 = 0,0574 \text{ m}$$

$$\text{Výstřednost v patě klenby } e_2 = M_2/N_2 = 1,75/45,696 = 0,0383 \text{ m}$$

$e_{\max} = e_1 = 57,4 \text{ mm} < t/4 = 290/4 = 72,5 \text{ mm} \Rightarrow$ **klenba vyhoví při ověření rozevření spáry**

II. Výminka rovnováhy vzhledem k posunutí

Úhel sevřený paprskem výslednice (složek normálových a posouvajících sil) a kolmicí k vyšetřované spáře nesmí být větší než 37° . Daná podmínka je splněna s vysokou rezervou, neboť posouvající síly v klenbě jsou velmi malé, a směr výslednice se velmi přibližuje směru tlakové síly. Sledovaný úhel se pohybuje v rozmezí 0° - 11° . Problematické místo je v tomto případě v patě klenby.

$$\alpha_{\max} = \alpha_2 = 10,94^\circ < 37^\circ \Rightarrow \text{klenba vyhoví při ověření posunutí ve spáře}$$

III. Výminka bezpečné pevnosti

V žádné části průřezu nesmí být napětí vyšší než pevnost materiálu v tlaku. Přitom uvažujeme 2 varianty rozložení normálového napětí v průřezu podle umístění působíště tlakové síly:

- a) Tlakové centrum se nachází v jádru průřezu ($e \leq t/6$). Při splnění této podmínky je celý průřez tlačný. Napětí se vypočte jako kombinace normálových napětí v tlaku a v ohybu.

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \quad (13.1)$$

- b) Tlakové centrum se nachází mimo jádro průřezu ($t/6 < e \leq t/4$). V průřezu se tak nacházejí i tažená vlákna. Pevnost zdiva v tahu je dána soudržností malty se zdicím prvkem a dá se považovat za zanedbatelnou. Pro posouzení tak uvažujeme napětí v tlaku za vyloučeného tahu.

$$\sigma_c = \frac{2N}{3\left(\frac{t}{2} - e\right)} \quad (13.2)$$

Při vyloučení tažené části průřezu se sníží plocha odolávající napětí, a výsledný tlak se zvýší. Bývá rozhodující při ověření spolehlivosti. Takto nebezpečných průřezů, kdy tlaková čára vystupuje z jádra průřezu, je v řešené klenbě přibližně 20 % a jedná se o místa v blízkosti patní a vrcholové spáry.

Právě v patní spáře, kde působí maximální tlaková síla a současně se tlaková čára nejvíce blíží lici klenby, se nachází průřez nejvíce namáhaný normálovým napětím. Podle vztahu (13.2) obdržíme největší tlakové napětí v celé konstrukci:

$$\sigma_c = \frac{2N_2}{3\left(\frac{t}{2} - e_2\right)} = \frac{245696}{3\left(\frac{0,29}{2} - 0,0383\right)} 10^{-3} = 0,286 \text{ MPa} < f_d = 1,88 \text{ MPa} \Rightarrow \textbf{klenba vyhoví při}$$

ověření tlakového napětí

Nejmenší rezerva pro splnění podmínek spolehlivosti byla u ověření pootočení ve spárách – tlak v průřezích působí s velkou výstředností. Lze tak dokázat, že klenby jako nosná konstrukce jsou velice citlivé na účinky ohybových momentů. Nejpriznivější zatížení klenby je takové, při kterém se tlaková čára co nejvíce přiklání ke střednici. Při dané geometrii by klenbu stabilizovalo zatížení zvyšující se směrem k patám klenby. Proto byly v minulosti kruhové klenby opatřovány nadezdívkami provázanými s okolním zdivem.

12 Změny oproti výchozímu projektu

Budova, jejíž projektová dokumentace byla podkladem pro tuto bakalářskou práci, byla projektována a postavena v období před zavedením Eurokódů jako závazných norem pro navrhování nosných konstrukcí. Použití odlišných návrhových postupů může vysvětlovat, proč některé projektované konstrukční prvky nesplňovaly podmínky mezního stavu únosnosti. Aby hlavní nosné zděné prvky budovy vyhověly podmínkám spolehlivosti stanovenými na základě platných norem, bylo nutné provést určité úpravy v materiálovém složení zdiva, případně v jeho konstrukčním uspořádání.

12.1 Štítová stěna 1. NP

Statické posouzení stěny vystavené účinkům větru bylo provedeno v kapitole 6. V původním návrhu nebyly žádné zmínky o případném vyztužení ložných spár zdiva. Jelikož zhlaví stěny je jen minimálně zatíženo a nedostatečně horizontálně podepřeno, není pole stěny schopno odolat působícímu sání větru.

Stěna bez podélné výztuže v ložných spárách nevyhověla v ohybu přibližně o 6,5 %. S využitím ocelové výztuže v tažené části průřezu se únosnost stěny zvýšila nad požadovanou mez s téměř 40% rezervou. Navržené opatření nezasahuje do projektované dispozice objektu a náročnost zednických prací se významně nezvýší. Ještě hospodárnější variantou by mohlo být použití výztuže jen ve dvou ze tří ložných spár. Menší míra vyztužení není možná s ohledem na nejmenší průřezovou plochu tažené výztuže danou [3] jako 0,015 % celkové plochy průřezu stěny (nachází-li se výztuž u obou líců stěny).

12.2 Suterénní obvodová stěna

Suterénní stěna, která byla posouzena v kapitole 9.2, která byla posouzena v kapitole 9, měla být podle původního návrhu vyzděná z cihelných tvárnic Porootherm 44, doplněná o prutovou betonářskou výztuž průměru 6 mm. V projektu navíc chybělo podepření suterénní stěny kolmou vnitřní stěnou – v nosné zdi v místě křížení s obvodovou stěnou byl naprojektován otvor rozměru 1400 x 2200 mm.

Namísto dvou polí stěny s délkou 4,57 a 4,12 m zde bylo uvažováno se stěnou dlouhou 8,69 m. Při zachování původního návrhu bez podepření v kolmém směru by stěna musela být pravděpodobně realizována z monolitického železobetonu nebo betonových tvárnic tvořících ztracené bednění pro ocelovou výztuž a výplňový beton. Tabulka níže zobrazuje různé varianty návrhu vyztuženého zdiva v souvislosti s mezním stavem únosnosti.

	PTH		CPP	
Délka pole stěny [m]	8,69	4,57	8,69	4,57
Ohybový moment [kNm/m]				
M_{Rd}	7,03		36,44	
M_{Ed}	129,7	35,9	130	35,9
Využití průřezu	1845 %	510 %	356 %	98 %
Posouvající síla [kN/m]				
V_{Rd}	24,00		44,00	
V_{Ed}	85,02	43,28	85,02	43,28
Využití průřezu	354 %	180 %	193 %	98 %

Tabulka 12-1 - Porovnání variant návrhu zdiva suterénní stěny

Návrhová hodnota momentu únosnosti je pro obě možnosti omezena pevností zdiva v tlaku rovnoběžně s ložnými spárami. Znamená to, že přidávání další výztuže by již nemělo vliv na únosnost.

12.3 Konstrukce sklepu

Vodorovná nosná konstrukce zastropení sklepa byla původně navržena z prefabrikovaných železobetonových dílců s dodatečnou cihelnou podezdívkou, která zde má pouze estetickou funkci. Pro účely bakalářské práce byla železobetonová skořepina nahrazena pravou cihelnou nosnou klenbou. Zděné klenby však nedokáží dobře vzdorovat nesymetrickému zatížení. Změna konstrukčního materiálu vedla k posunutí svažujícího se terénu nacházejícího se nad sklepním prostorem, přičemž sklon zůstal zachován. V důsledku tohoto opatření bylo nutné také změnit umístění jednoho okna v 1. PP.

Zdivo, na němž je valená klenba uložena, se nachází v hloubce 2,96 m pod úrovní terénu a působí na něj boční tlak zeminy s průměrnou hodnotou 36,6 kN/m². S takovýmto zatížením

nebylo možné zachovat původní délku podélných stěn – 4,75 m, kvůli nedostatečné únosnosti zdiva ve smyku. Zdivo v původním projektu bylo navrženo z plných pálených cihel na maltu M 2,5. Aby však vyhovělo podmínkám spolehlivosti pro ohyb a smyk, musí být vyztuženo v ložných spárách (prutová ocelová výztuž - 3 \varnothing 5 mm v každé ložné spáře). Dále byla upravena geometrie stěn – podélné zdi byly zkráceny na 3,45 m. Pro zajištění dostatečné únosnosti ve smyku je nutné použít maltu o pevnosti minimálně 10 MPa, případně ještě zkrátit délku místnosti (což by však výrazně snížilo užitnou funkci sklepního prostoru).

Vyztužená suterénní stěna délky 3,45 m vyžděná z plných pálených cihel za použití malty M10 vyhoví v mezním stavu únosnosti s rezervou 3,3 % pro ohyb a 23 % pro smyk.

13 Závěr

Během tvorby bakalářské práce jsem se seznámila s principy navrhování zděných konstrukcí. Zdivo je stále nejčastěji používaný materiál pro stavby, a proto považuji za nezbytné, abych lépe porozuměla jeho vlastnostem a způsobu posuzování. V práci jsem chtěla upozornit na důležitost statického posouzení i pro rodinné domy stavěné za použití kompletního systémového řešení.

Předchozí text dokazuje, že i při dodržení podmínek stanovených výrobcem zdiva nemusí vždy navržené konstrukční prvky vyhovět v mezním stavu únosnosti. Návrh objektu se nesmí řídit pouze požadovanou dispozicí, tepelnou technikou, ale také požadavkům na statiku. Tyto nároky jsou však často ve vzájemném rozporu a jsou vždy dány konkrétním zatížením a konstrukčním uspořádáním, které bývají pro každou stavbu odlišné.

Při posuzování jsem vycházela z projektové dokumentace reálné stavby. Během výpočtu jsem narazila na několik případů nevyhovujících konstrukcí a navrhla jsem příslušná opatření tak, aby byly splněny podmínky spolehlivosti.

Celkově bych mohla říci, že bych zděnou budovu navrhla takovým způsobem, aby na stěny působilo primárně svislé tlakové zatížení. Únosnost v tahu za ohybu či ve smyku je u zdiva poměrně nízká a většinou rozhoduje o celkové únosnosti posuzovaného prvku. Svislé přetížení v těchto případech působí příznivě. Pro celkovou statiku podobných objektů tedy obvykle nebývají vhodné lehké střešní konstrukce. Ty nejen že umožňují odlehčení zdiva působením sání větru, ale také neposkytují dostatečné vodorovné ztužení pro stěny nejvyššího podlaží. Nejvhodnějším zdicím materiálem se ze statického hlediska ukázaly být zdicí prvky, u nichž je umožněno vyplnění styčných spár maltou (cihly plné pálené, vápenopiskové cihly, případně další výrobky). Jejich širší použití je však často v rozporu s moderním způsobem výstavby, kdy je důležitá hlavně rychlost a jednoduchost provádění stavebních prací, a také nároky na tepelnou izolaci staveb.

Seznam použité literatury

- [1] ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [2] ČSN EN 1991: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [3] ČSN EN 1996-1-1 +A1: Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce. 3. vydání. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [4] Mapa zatížení sněhem na zemi [online]. Ostrava - Poruba: VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební, 2010 [cit. 2019-03-19]. Dostupné z: <https://clima-maps.info/sneho-vamapa/>
- [5] Geologická mapa 1:50 000: Lokalizační aplikace [online]. Praha: Česká geologická služba [cit. 2019-03-19]. Dostupné z: http://www.geology.cz/app/ciselniky/lokalizace/index.php?start_y=476500&start_x=1119900
- [6] PUME, Dimitrij a Pavel KOŠATKA. Betonové konstrukce 20: zděné konstrukce : navrhování podle Eurokódu 6. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1998. ISBN 80-010-1884-9.
- [7] KOŠATKA, Pavel, Karel LORENZ a Jitka VAŠKOVÁ. Zděné konstrukce 1. V Praze: Nakladatelství ČVUT, 2006. ISBN 80-010-3463-1.
- [8] HORSKÝ, Antonín a Ivo PETRÁŠEK. Podklad pro navrhování [online]. 15. vydání. České Budějovice: Wienerberger cihlářský průmysl, 2017, 258 s. [cit. 2019-03-19]. Dostupné z: <https://wienerberger.cz/ke-stazeni/20171220063724/podklad-pro-navrhovani-15-07-2017.pdf>
- [9] Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 3: Zjednodušené metody výpočtu nevyztužených zděných konstrukcí. 1. Praha: ČNI, 2007.
- [10] KOŠATKA, Pavel. Příklady navrhování zděných konstrukcí 1. V Praze: České vysoké učení technické, 2008. ISBN 978-80-01-04210-6.
- [11] TIMPERMAN, P. Murfor: Vyztužení zdiva [online]. Zwevegem, Belgie: BEKA-ERT, 2006 [cit. 2019-03-21]. Dostupné z: <http://www.kotaca.cz/PRILOHY/50-murforuzivpriruckacast1.pdf>

- [12] LIPANSKÁ, Eduarda. Historické klenby. Praha: El Conzult, 1998. ISBN 80-902-0761-8.
- [13] WITZANY, Jiří. Poruchy a rekonstrukce zděných budov. Praha: ŠEL, 1999. Řada C - Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika (Variant.), 17. ISBN 80-902697-5-3.

Seznam příloh

Výkres č. 1 – Situace

Výkres č. 2 – Půdorys 1. NP

Výkres č. 3 – Půdorys 1. PP

Výkres č. 4 – Řez A-A

Výkres č. 5 – Pohledy severovýchodní, severozápadní

Výkres č. 6 – Pohledy jihozápadní, jihovýchodní